

THESE

présentée

A LA FACULTE DES SCIENCES DE NANCY

pour obtenir le grade de

DOCTEUR-ES-SCIENCES APPLIQUEES

par

C. CHAMBON
Ingénieur civil des Mines

**Sujet : Mécanique des terrains houillers
dans le cas de déformations planes**

Soutenue le 21 novembre 1966 devant la Commission d'examen

MM. SCHWARTZ

Président

FARRAN
BERNARD
MANDEL
LOISON

Examineurs



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41555023_0016

THESE

présentée

A LA FACULTE DES SCIENCES DE NANCY

pour obtenir le grade de

DOCTEUR-ES-SCIENCES APPLIQUEES

par

C. CHAMBON

Ingénieur civil des Mines

**Sujet : Mécanique des terrains houillers
dans le cas de déformations planes**

Soutenue le 21 novembre 1966 devant la Commission d'examen

MM. SCHWARTZ

Président

FARRAN
BERNARD
MANDEL
LOISON

Examineurs



Université de Nancy

Faculté des Sciences

Doyen : M. AUBRY

Assesseur : M. GAY

Doyens honoraires : MM. CORNUBERT, DELSARTE, URION, ROUBAULT.

Professeurs honoraires : MM. CROZE, RAYBAUD, LAFFITTE, LERAY, JULY, LAPORTE, EICHHORN, GODEMENT, DUBREUIL, L. SCHWARTZ, DIEUDONNE, de MALLEMANN, LONGCHAMBON, LETORD, DODE, GAUTHIER, GOUDET, OLMER, CORNUBERT, CHAPELLE, GUERIN, WAHL.

Maitres de conférences honoraires : MM. LIENHART, PIERRET.

Professeurs : MM.

URION	Chimie biologique
DELSARTE	Analyse supérieure
ROUBAULT	Géologie
CAPELLE	Mécanique rationnelle
VEILLET	Biologie animale
BARRIOL	Chimie théorique
BIZETTE	Physique
GUILLEN	Electronique
GIBERT	Chimie physique
LEGRAS	Mécanique rationnelle
BOLFA	Minéralogie et cristallographie
NICLAUSE	Chimie
FAIVRE	Physique appliquée
AUBRY	Chimie minérale
COPPENS	Radiogéologie
DUVAL	Chimie
FRUHLING	Physique
HILLY	Géologie
LE GOFF	Génie chimique
SUHNER	Physique expérimentale
CHAPON	Chimie biologique
HEROLD	Chimie minérale industrielle
SCHWARTZ B.	Exploitation minière
MALAPRADE	Chimie

MANGENOT	Botanique
GAYET	Physiologie
BONVALET	Mécanique appliquée
HADNI	Physique
BASTICK	Chimie
KERN	Minéralogie
DUCHAUFOR	Pédologie
GARNIER	Agronomie
WEPPE	Minéralogie appliquée
NEEL	Chimie organique industrielle
BERNARD	Géologie appliquée
CHAMPIER	Physique
GAY	Chimie biologique
REGNIER	Physico-chimie
STEPHAN	Zoologie
CONDE	Zoologie
WERNER	Botanique
EYMARD	Calcul différentiel et intégral
LEVISALLES	Chimie organique
GOSSE	Mécanique physique
FELDEN	Physique
Mme. HERVE	Méthodes mathématiques de la physique

Maitres de Conférences :

Mme. BASTICK	Chimie M. P. C. (Epinal)
MM. GUDEFIN	Physique
ROCCI	Géologie
VUILLAUME	Psychophysiologie
FRENTZ	Biologie animale
HORN	Physique propédeutique
LAFON	Physique (I. S. I. N.)
MARI	Chimie (I. S. I. N.)
AUROUZE	Géologie
DEVIOT	Physique du solide
FLECHON	Physique M. P. C.
Mlle. HUET	Mathématiques S. P. C. N.
MM. VIGNES	Métallurgie
BALESDENT	Thermodynamique chimique appliquée
BLAZY	Minéralogie appliquée (E. N. S. G.)
JANOT	Physique M. P. C. (Epinal)

JACQUIN
MAINARD
CACHAN
MARTIN

Pédologie et chimie agricole
Physique M. G. P.
Entomologie appliquée
Chimie M. P. C.

MECANIQUE DES TERRAINS HOUILLERS

DANS LE CAS

DE DEFORMATIONS PLANES

Avant-Propos

Ce travail a été réalisé sous la direction de Monsieur Bertrand SCHWARTZ, Professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Nancy, Directeur honoraire de l'Ecole Nationale Supérieure de la Métallurgie et de l'Industrie des Mines, Directeur du Centre Universitaire de Coopération Economique et Sociale (C.U.C.E.S.), Directeur de l'Institut National de Formation des Adultes. Il nous est particulièrement agréable de lui adresser ici nos remerciements très chaleureux.

Les essais in situ ont été effectués dans les différentes Houillères des Charbonnages de France. Les essais en laboratoire ont été effectués au Centre d'Etudes et de Recherche des Charbonnages de France (C.E.R.C.H.A.R.) à VERNEUIL. Tous ces essais ont bénéficié de l'aide financière de la Haute Autorité de la C.E.C.A.

Messieurs FARAN, Professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Toulouse. Directeur de l'Institut National des Sciences Appliquées,

BERNARD, Professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Nancy. Sous-Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie et de Prospection Minière,

MANDEL, Professeur à l'Ecole Polytechnique. Directeur du Laboratoire de Mécanique de l'Ecole Polytechnique,

LOISON, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris. Directeur des Recherches au CERCHAR,

nous ont fait l'honneur de participer à notre jury. Qu'ils soient ici très vivement remerciés.

Nous exprimons notre profonde gratitude à Monsieur VER-
RIER, Directeur Général Adjoint des Houillères du Bassin du
Nord et du Pas-de-Calais (H.B.N.P.C.), pour l'intérêt constant
qu'il a bien voulu porter à nos études, dès leur début.

Nous adressons à Monsieur COEUILLET, Ingénieur en Chef
aux Charbonnages de France, nos remerciements très respec-
tueusement amicaux pour les précieux conseils qu'il nous a pro-
digués avec une patience et une gentillesse de tous les instants.

Nous tenons aussi à remercier :

Messieurs PROUST,	Directeur de l' Exploitation aux H.B.N.P.C.,
BOUVIER,	Ingénieur en Chef aux Houillères du Bassin de Lorraine,
JACQUEMIN,	Ingénieur Principal à la Direction du CERCHAR,

pour l'aide qu'ils nous ont constamment apportée.

Nous tenons à associer à ces remerciements Monsieur DEL-
CLAUX, Ingénieur au CERCHAR qui a particulièrement contri-
bué à la mise au point d'appareils de mesure et aux essais en
laboratoire et Messieurs AURIOL, BOUTEILLER, CAPELA, In-
génieurs aux Houillères du Nord et du Pas-de-Calais pour leur
contribution importante à la réalisation des essais au fond.

Nous remercions aussi, en toute amitié, tous les membres
de l'Equipe du "Laboratoire de Mouvements de Terrains". Nous
nommerons ceux qui l'ont déjà quittée mais qui ont bien voulu
continuer à s'intéresser à notre travail :

Messieurs DECOMPS,	Ingénieur aux H.B.N.P.C.,
DEMIRIS,	Ingénieur au Ministère des Travaux Publics à Athènes,
HORTET,	Ingénieur aux H.B.N.P.C.,
SCHAFER,	Ingénieur aux Houillères de la Sarre
VIALLET,	Professeur au C.U.C.E.S.

Nous remercions Monsieur DEPAIX qui a bien voulu effectuer pour nous des calculs au Centre de Calcul Automatique de l'Université de Nancy et les Ingénieurs et Techniciens du Centre de Calcul des H.B.N.P.C.

Nous tenons à remercier enfin Monsieur VALERY, agent technique aux H.B.L. et, par lui, tous ceux qui ont dirigé et effectué les mesures au fond.

Nous n'oublions pas non plus Monsieur RIEM qui, pendant deux ans, a été notre calculateur avec une grande conscience et beaucoup de compétence, Mademoiselle CHINELLATO qui a dessiné les figures de notre thèse et Madame JONDEAU qui en a assuré la frappe.

Table des matières

INTRODUCTION

Problème vital de la tenue des terrains houillers	11
Méthodes d'étude	11
Nature des mesures effectuées	15
Méthode expérimentale	17
Plan de l'étude	19

CHAPITRE 1

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC UN COMPORTEMENT DES TER- RAINS SUS-JACENTS PAR BANCS DIFFERENCIES	23
--	----

METHODES DE MESURES	27
---------------------	----

Mesures des déformations	27
Mesures des convergences en tailles	31
Convergence moyenne d'une taille	33
Remarques sur l'implantation des doublets : effets de bords	35
Mesures effectuées	37

A. CONTINUITE DES TERRAINS AU-DESSUS D'UNE EXPLOITATION	39
--	----

Affaissement au-dessus des vieux travaux en stade final, dans le cas d'une taille foudroyée, loi du qW	39
Affaissement au-dessus des vieux travaux, dans le cas de tailles remblayées, loi du qW	43
Liaison entre les convergences en tailles fou- droyées et l'ouverture exploitée, loi $W^{3/4}$	45

Essai d'interprétation théorique	49
Influence du mode de traitement de l'arrière taille	55
B. COMPORTEMENT DES TERRAINS SUS-JACENTS PAR BANCS DIFFERENCIES	59
Influence de la profondeur d'exploitation	61
Essai d'interprétation théorique : comporte- ment élastique des terrains sus-jacents	63
Liaison statistique entre convergences et pro- fondeurs. Loi $H^{-1/4}$	71
Essai d'interprétation théorique. Feuilletage des terrains sus-jacents	73
Liaison entre les affaissements à différents niveaux au-dessus d'une exploitation	79
Conclusion	87

CHAPITRE 2

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC UN COMPORTEMENT ELASTIQUE DES MASSIFS EN PLACE	95
Rôle des massifs en place	95
A. COMPORTEMENT ELASTIQUE DES MASSIFS EN PLACE	99
Mesures en laboratoire des propriétés méca- niques du charbon	101
Déformations du massif dans l'hypothèse de Winkler	103
Périodicité des déformations en avant du front de taille	107
Influence de la résistance élastique du charbon sur les déformations d'un massif	109

B. FISSURATION DES MASSIFS EN PLACE	115
Essais de capsules	117
Effet pilier	119
Influence de la "culée-avant" sur les terrains sous-jacents	123
Conclusion	127

CHAPITRE 3

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC LES PHENOMENES DE RUPTURE	129
Etude statistique des éboulements en taille	129
A. RUPTURES PARALLELES A LA STRATIFICA- TION	135
Processus de rupture dans la phase de démar- rage d'une taille	137
Instabilité des terrains pendant la phase de dé- marrage	139
B1. RUPTURES PERPENDICULAIRES A LA STRA- TIFICATION, DANS LES VOIES	141
Caractère régionalisé des convergences me- surées le long d'une voie	143
Corrélogramme d'une voie	145
Etude des corrélogrammes de différentes voies	149
Profils d'une voie	157
Périodicité des profils	159
Interprétation du phénomène	161
B2. RUPTURES PERIODIQUES PERPENDICULAIRE- MENT A LA STRATIFICATION, DANS LES TAILLES	169
Mise en évidence de ruptures périodiques des toits de tailles	169

Ruptures périodiques du toit immédiat dans les tailles	171
Remarque sur la périodicité des déformations dans les exploitations en dressants	177
Liaison entre l'état du toit et la périodicité des convergences en tailles	177
Conclusion	181

CHAPITRE 4

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC LA RHEOLOGIE	185
Schématisation des milieux rhéologiques	187
A. COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DES TOITS DE TAILLES	191
Influence de la vitesse d'avancement sur les convergences en tailles	193
Expérimentation réalisée	195
Influence du temps	199
Influence des caractéristiques du soutènement dans les tailles	205
Remarque sur la force portante réelle des étançons hydrauliques	207
B1. COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DES EPIS DE PROTECTION DES VOIES : ETUDE THEORIQUE DES DEFORMATIONS EN REGIME PERMANENT	213
Contraintes exercées par les terrains sus-jacents sur l'épi de protection d'une voie	215
Influence de la viscosité du remblai sur les déformations	219
B2. COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DES EPIS DE PROTECTION DES VOIES : ETUDE DES DEFORMATIONS PENDANT UN ARRET PROLONGE DE L'EXPLOITATION	225

Etude théorique des déformations pendant un arrêt prolongé de l'exploitation	225
Etude expérimentale des déformations pendant un arrêt prolongé de l'exploitation	231
 B3. COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DES EPIS DE PROTECTION DES VOIES : ETUDE DES DEFORMATIONS A LA REPRISE DE L'EXPLOITATION APRES UN ARRET	 235
Etude théorique des déformations à la reprise de l'exploitation après un arrêt prolongé	235
Etude expérimentale des courbes de convergence à la reprise de l'exploitation après un arrêt	239
Conclusion	239
 CONCLUSION	 243
Mise en ordre générale des résultats	243
Place de la théorie dans l'étude du comportement des terrains houillers	249
Conséquences pratiques et perspectives d'avenir	253

Introduction

PROBLEME VITAL DE LA TENUE DES TERRAINS HOUILLERS

Les études des déformations des terrains dans les mines de houille sont d'une importance capitale, pour la sécurité des chantiers, d'abord, puisque cinquante pour cent des accidents mortels sont dus à des éboulements ou à des chutes de blocs et que, d'autre part, le dégagement de grisou est intimement lié aux déformations et à la dégradation des terrains.

Elles sont ensuite un facteur essentiel pour l'amélioration du prix de revient; le matériel de soutènement et le personnel utilisé pour sa mise en place ou sa remise en état coûtent en effet plusieurs centaines de millions par an aux Houillères.

Enfin, elles sont nécessaires pour le développement de la mécanisation et l'augmentation de la productivité des chantiers, dont les limites sont liées à la tenue des terrains, que ce soit l'aptitude au porte-à-faux des toits de taille, ou la section des voies compatible avec les nécessités d'aérage et de circulation du personnel, du matériel et du charbon.

METHODES D'ETUDE

L'aspect vital du problème de la tenue des terrains houillers explique que depuis plus de 25 ans les études des déformations et des pressions des terrains aient été extrêmement nombreuses, dans tous les pays. Il est remarquable de noter qu'à quelques exceptions près les unes sont uniquement théoriques, les autres uni-

quement expérimentales (1); et l'on peut dire que presque aucun chercheur n'a eu comme objectif de lier l'expérimentation à la théorie. Le nom de "Pressions de terrains" généralement donné à ces études est, à cet égard, significatif puisque les pressions sont pratiquement impossibles à mesurer in situ.

C'est probablement ce qui explique que les théoriciens ont été amenés à utiliser des hypothèses de départ très différentes; faute de confronter, de façon quantitative, les résultats de leurs calculs à la réalité, ils se bornent souvent à discuter entre eux sur des hypothèses dont en définitive aucune n'a plus de raisons que les autres de correspondre à la réalité.

Face à des discussions qui leur paraissent souvent stériles, les exploitants ou les expérimentalistes se sont, au contraire, interdit de s'appuyer sur des calculs théoriques, se limitant à la seule observation et aux seules mesures. Pour en revenir aux théoriciens, ils se sont très souvent contentés de "constater" des concordances ou des discordances entre les conséquences de leurs hypothèses théoriques et des résultats d'observations ou de mesures; ils n'en ont pas profité pour remettre en cause et améliorer leurs modèles.

L'objet de notre travail a précisément été l'élaboration de modèles, au sens le plus classique du terme. Partant des résultats acquis expérimentalement, nous avons recherché les hypothèses, donc un modèle, qui permettraient d'expliquer le maximum de ces résultats. Ce modèle nous a suggéré alors de nouvelles expérimentations, qui elles-mêmes nous ont permis d'affiner le modèle précédent, et ainsi de suite.

(1) Dans notre cadre qui est celui des terrains houillers, nous avons tendance à rapprocher des études théoriques les études effectuées en laboratoire sur le comportement des roches et les études de photoélasticimétrie ou les essais sur maquettes en centrifugeuse; et à ne considérer comme expérimentales que les seules études portant sur des mesures effectuées in situ et peut-être aussi celles effectuées sur les maquettes en matériaux équivalents.

NATURE DES MESURES EFFECTUEES

Toutefois, l'expérimentation reste à la base de notre travail. Les mesures que nous avons effectuées seront décrites en détail au début du premier chapitre et nous nous contenterons, ici, de dégager quelques généralités.

Ces mesures concernent essentiellement les déformations. En effet, les mesures des pressions sont extrêmement difficiles parce que, d'une part, il faut pour mettre un appareil de mesure, faire un trou qui modifie irrémédiablement les tensions prééxistantes; d'autre part, il est presque impossible de remonter aux valeurs des pressions du terrain, faute de connaître ses caractéristiques. Nous avons néanmoins placé, dans quelques cas, de simples capsules dans des trous forés dans le massif : elles ont pu nous donner quelques indications complémentaires sur les phénomènes de fissuration.

De nombreux chercheurs ont pensé appréhender les pressions des terrains par les charges prises par le soutènement en place. Mais il s'est avéré (1) que le comportement du soutènement influait beaucoup plus sur les résultats des mesures que le milieu lui-même. Nous avons néanmoins réalisé un certain nombre de mesures des pressions du fluide dans des étançons hydrauliques, notre objectif étant uniquement de les relier aux déformations observées.

Faute de pouvoir mesurer les pressions, il faut alors se retourner vers l'étude directe de leurs effets, c'est-à-dire, en particulier, la décohésion des terrains : nous présenterons quelques essais de caractérisation de l'"état" des toits de taille. Un autre effet est constitué par les déformations. C'est, en majeure partie, sur elles qu'ont porté nos mesures; elles ont consisté à mesurer les déplacements de points du toit ou du mur de veines en exploitation. Faute de pouvoir, dans tous les cas, séparer ainsi les dé-

(1) B. SCHWARTZ - Etude des mouvements des épontes dans les exploitations minières, RIM Vol. 42, n°5. Mai 1960.

placements absolus du toit et du mur, nous avons très souvent mesuré leurs déplacements relatifs, les convergences, qui intéressent directement les mineurs, puisqu'il leur importe, avant tout, qu'une section minimale soit maintenue ouverte.

Ces mesures ont été effectuées dans tous les endroits accessibles : surface, puits et bures, galeries au rocher ou en couches et tailles. Toutefois, nous excluons de notre étude les déformations dues au creusement même de ces chantiers, nous limitant aux déformations qu'ils subissent sous l'influence de l'exploitation d'une longue taille. Nous nous sommes en effet efforcés de nous rattacher au cas de déformations planes, dans un plan vertical⁽¹⁾. Les précautions que cela implique seront détaillées par la suite.

METHODE EXPERIMENTALE

Le nombre de mesures réalisées est considérable : plusieurs centaines de mille. La principale raison de cette multiplicité des mesures réside dans la complexité du milieu que nous nous proposons d'étudier. D'abord parce que les facteurs sont très nombreux :

- facteurs naturels : pendage, profondeur, puissance des couches, caractéristiques mécaniques des terrains...
- facteurs d'exploitation : ouverture des chantiers, soutènement, vitesse d'avancement, traitement des arrière-tailles (foudroyage, remblayage)...

Ensuite parce qu'ils sont de nature différente; si certains sont modifiables à volonté, d'autres ne le sont pas, par essence, ou pour des raisons techniques. Certains sont mesurables, d'autres seulement repérables, d'autres enfin sont partiellement ou totalement inconnus.

L'influence de ces facteurs, même si l'on s'efforce de les main-

(1) Cela implique une exploitation en plateaux : les chantiers que nous avons étudiés ont un pendage généralement inférieur à 10-15°.

tenir aussi constants que possible, est à l'origine d'une très grande dispersion des mesures, d'un chantier à l'autre et même le long d'un même chantier. Cette dispersion impose d'effectuer de très nombreuses mesures, si l'on veut déceler et préciser l'influence de tel ou tel facteur particulier; elle impose aussi la mise en œuvre des méthodes statistiques et, par voie de conséquence, de moyens puissants de calcul sur ordinateurs.

L'utilisation des méthodes statistiques est une nouvelle justification de la démarche "modèle-expérience" que nous avons, comme nous l'avons dit, suivi tout au long de notre travail. En effet, lorsque l'on veut étudier, par exemple, l'influence d'un facteur tel que l'ouverture d'une taille que l'on ne peut faire varier au sein d'un même chantier et dont on doit se contenter de chiffrer les variations en les subissant, la méthode expérimentale consiste à faire des mesures dans de nombreux chantiers possédant des caractéristiques différentes, à chiffrer ces caractéristiques et à en faire ensuite l'analyse statistique systématique. Cette étude est faite à partir des techniques de "régression". Etudiant alors une variable Y en fonction d'une variable X , le principe de la régression suppose toujours que Y est la somme d'un terme qui dépend de X et d'une fluctuation normale de moyenne nulle et d'écart-type constant. Cette fluctuation peut masquer plus ou moins la loi $Y = f(X)$ qui lie Y à X . Les méthodes statistiques permettent, au mieux, de choisir entre diverses fonctions $f(X)$ susceptibles de s'ajuster aux données expérimentales. La référence à des modèles issus de la résistance des matériaux nous a permis de limiter le nombre des fonctions à soumettre au jugement statistique.

PLAN DE L'ETUDE

Si la dialectique "modèle-expérience" n'apparaît pas systématiquement dans le plan d'ensemble, nous la retrouvons cependant constamment. Nous avons choisi pour plan d'ensemble le déroulement suivant.

Dans un premier chapitre, nous élaborons un schéma de comportement des terrains au-dessus d'une exploitation par longue taille.

Nous compléterons ce schéma, dans un deuxième chapitre, en faisant intervenir les appuis et leur comportement : appui entendu au sens de massif, éboulis ou remblais sur lesquels s'appuient réellement les terrains sus-jacents.

Dans un troisième chapitre nous décrirons d'autres résultats expérimentaux, et les interpréterons en faisant intervenir des phénomènes de rupture.

Jusqu'ici nous n'avions pas tenu compte des propriétés rhéologiques des terrains. L'objet du quatrième chapitre sera de combler cette lacune.

Dans la conclusion, nous ferons d'abord la synthèse de tous les résultats expérimentaux. Bien qu'ayant montré qu'ils sont pratiquement tous expliqués, nous préciserons les limites de notre travail. Nous montrerons que, ce que l'on doit demander aux calculs théoriques, à l'heure actuelle, c'est non des données quantitatives, transposables immédiatement dans la pratique courante de l'exploitation, mais essentiellement une meilleure compréhension des mécanismes du comportement des terrains au-dessus des vides d'exploitation. Nous envisagerons enfin les études futures.

Chapitre 1

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC UN COMPORTEMENT DES TERRAINS SUS-JACENTS PAR BANCS DIFFERENCIES

Dans les divers essais de calculs de pressions de terrains qui ont été tentés, les terrains au-dessus d'une exploitation ont été considérés suivant les cas, soit comme formant un massif sensiblement homogène, soit comme formés de bancs stratifiés. Les problèmes du comportement des terrains miniers ont ainsi été étudiés sous ces deux aspects :

- le schéma homogène, dans lequel l'ensemble des terrains forme une masse élastique, ou pulvérulente, mais isotrope,
- le schéma par bancs, dans lequel les diverses couches ou strates sont considérées comme des poutres ou dalles élastiques, indépendantes ou non, mais bien différenciées.

Mais, comme nous l'avons dit précédemment, il faut bien reconnaître, qu'à part quelques concordances d'ordre qualitatif entre calculs théoriques et résultats d'observations, jamais ces calculs n'ont été confrontés de bout en bout avec l'expérience. Cela tient surtout à ce que ces calculs ont principalement eu pour objet la détermination des contraintes; or, les contraintes sont difficiles sinon impossibles à mesurer in situ. Il fallait alors se retourner vers l'étude des effets des variations de contraintes et, en particulier, de la décohésion des terrains. Mais là encore on se heurtait à une difficulté sérieuse, celle de caractériser la cohésion par des mesures, c'est à dire de "chiffrer" la destruction ou la tenue des terrains; c'est ce qui explique que les justifications des calculs aient été presque toujours qualitatives.

Ces difficultés sont en partie levées, si l'on décide de mesurer les déformations des terrains et plus précisément les déplacements de points du toit ou du mur d'une veine en exploitation. Ce sont les résultats de telles mesures que nous nous proposons, dans ce chapitre, de confronter avec les résultats de calculs théoriques fondés soit sur l'hypothèse de l'isotropie des terrains soit sur celle d'une structure stratifiée.

oOo

Une fois exposées les méthodes de mesures que nous avons mises en œuvre, la présentation du chapitre suivra la démarche même de notre recherche. Elle fera apparaître comment la concordance entre un premier résultat expérimental et un schéma théorique extrêmement simple, nous a conduit à prolonger ce schéma pour guider la suite de notre recherche, puis à le modifier en fonction des nouveaux résultats alors trouvés et ainsi de suite, jusqu'à l'élaboration d'un schéma théorique final qui rende bien compte de la réalité.

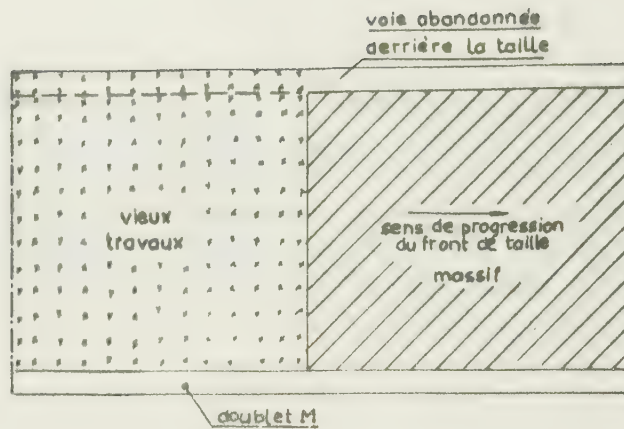


Fig.1 - Vue en plan d'une taille et de ses voies.



Fig.2 - Aspect des terrains au-dessus d'une voie après le passage de la taille qu'elle dessert.

Méthodes de mesures

MESURES DES DEFORMATIONS

Pour mesurer les déformations au voisinage d'une exploitation, on peut envisager d'ancrer un certain nombre de broches, soit dans le toit, soit dans le mur de la veine exploitée, et de mesurer leurs déplacements dans l'espace.

La mesure des déplacements dans un plan horizontal est pratiquement impossible à réaliser. Par contre, il est possible de mesurer avec une précision raisonnable les déplacements verticaux des broches; mais ceci exige la compétence de géomètres qui effectuent des nivellements à partir de bases fixes.

Des mesures beaucoup plus simples à réaliser se sont avérées suffisantes dans de nombreux cas pour "appréhender" les déformations : ce sont les mesures de convergences. Deux broches, ancrées respectivement dans le toit et dans le mur d'une veine, perpendiculairement aux épontes constituent un "doublet". Leur rapprochement est appelé "convergence" du doublet. Il s'agit donc de mesures seulement relatives; mais elles sont rapides et précises et n'exigent aucune compétence spéciale. Il faut noter d'ailleurs que, dans de nombreux cas, les mouvements du mur sont faibles si bien que les convergences sont assez bien représentatives des mouvements du toit. D'autre part, si nous posons les doublets perpendiculairement aux épontes, c'est que des mesures des déplacements horizontaux relatifs de broches, posées au toit et au mur, nous ont montré que les mouvements avaient lieu suivant la perpendiculaire aux épontes, et non suivant la verticale.

De telles mesures peuvent être effectuées dans deux types de chantiers : les galeries en couches (voies ou montages) et les

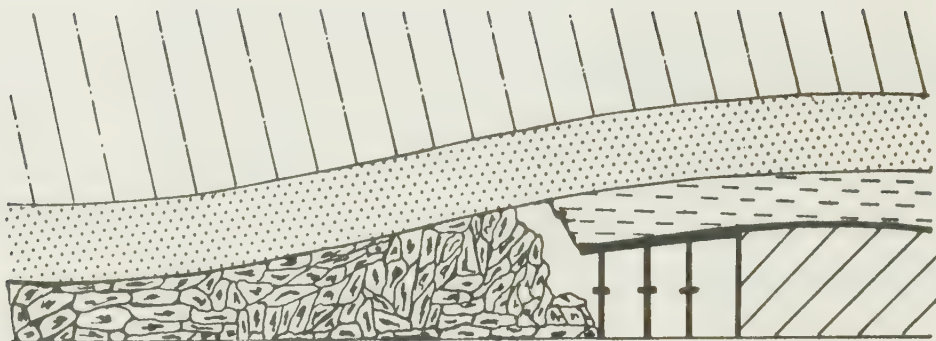


Fig. 3 - Foudroyage du toit immédiat au-dessus d'une taille.

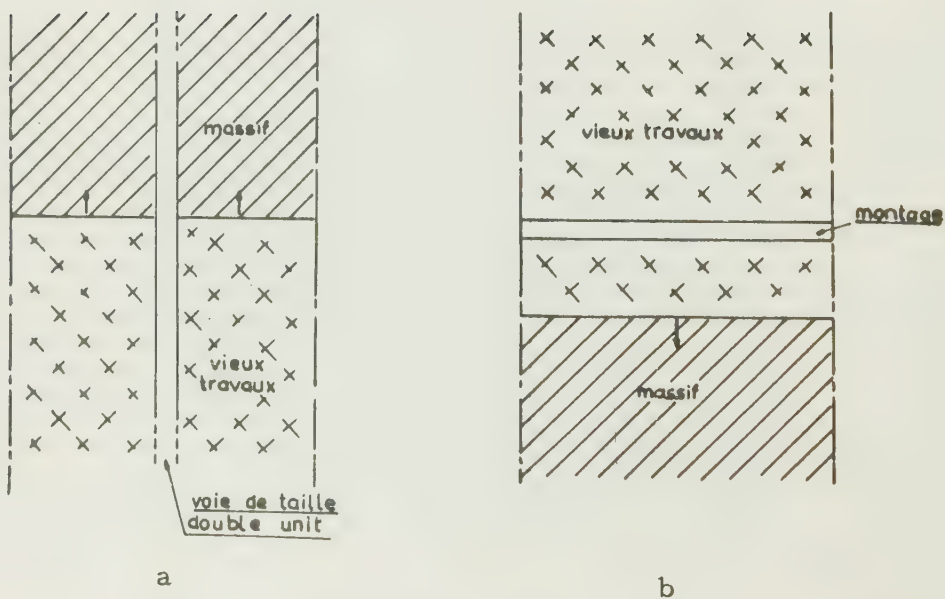


Fig. 4 - Voie de taille double-unit et montage. Vue en plan.

tailles. Il est important d'analyser leurs avantages mais aussi leurs inconvénients respectifs. Les voies présentent très souvent l'avantage d'être conservées derrière l'exploitation, comme c'est le cas de la voie schématisée en bas de la figure 1. Dans ces conditions, les convergences d'un doublet, installé dans la voie, peuvent être suivies pendant toute la vie de l'exploitation.

Mais les convergences mesurées dans les voies sont liées à un comportement local des terrains au voisinage du vide de la voie comme le montre par exemple la photographie (fig. 2) prise lors d'une remise à section d'une voie après le passage de la taille (H.B.N.P.C. - Hénin-Liétard). La taille a été exploitée du côté gauche; à droite, se trouve un massif vierge. On observe un comportement extrêmement complexe des terrains qui se manifeste par des flexions et des ruptures des bancs au-dessus de la partie centrale de la voie.

Une telle complexité des phénomènes n'existe pas dans les tailles. En effet, les déformations que l'on observe dans une taille peuvent être considérées comme des déformations planes si toutefois, et nous y reviendrons pour le préciser, on étudie des zones suffisamment éloignées des voies. C'est la raison pour laquelle nous avons effectué de très nombreuses mesures de convergences en tailles, que nous allons préciser dans le paragraphe suivant.

Il faut pourtant noter que de telles mesures présentent un inconvénient certain : c'est qu'un doublet posé au voisinage du front de la taille ne peut être suivi que pendant peu de temps avant de disparaître dans les éboulis provoqués par le foudroyage du toit immédiat, en arrière de la dernière ligne d'étaçons, comme le schématise la figure 3. C'est pourquoi nous compléterons les mesures effectuées en tailles, par des mesures effectuées dans des voies, où l'on peut admettre aussi un régime de déformations planes. Deux types de voies peuvent satisfaire à cette condition : les voies de taille double-unit (fig. 4 a) et les montages lorsqu'ils sont conservés après le démarrage d'une taille (fig. 4 b). Mais l'interprétation des mesures demande certaines précautions. Il faut tout d'abord qu'un traitement particulier au voisinage de la voie, épis de remblai par exemple, ne modifie pas les mouvements par rap-

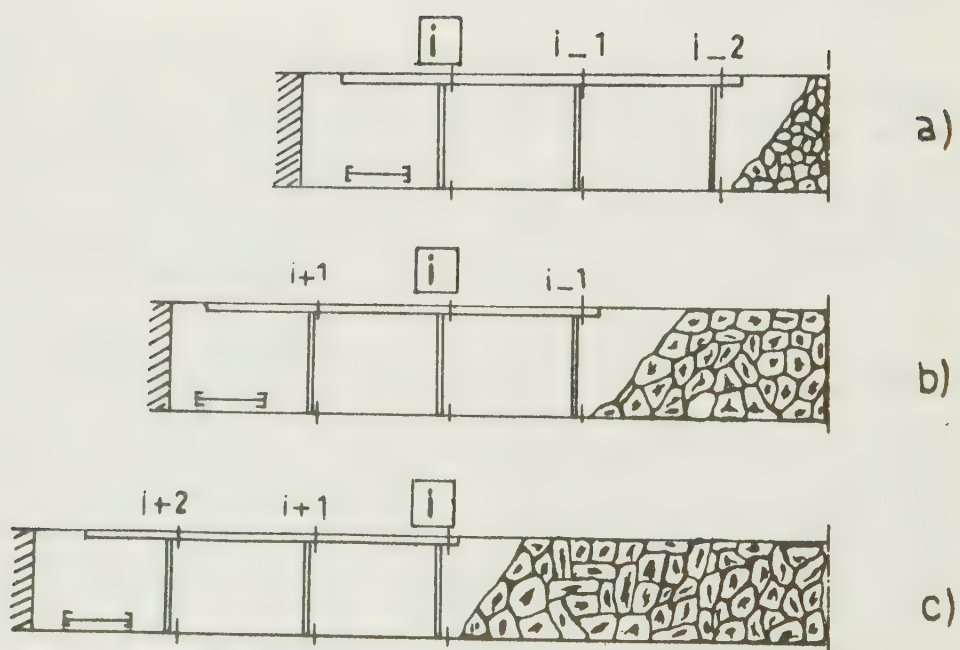


Fig.5 - Coupe normale au front. Définition des lignes.

port à ceux de la taille. D'autre part, les doublets de mesure doivent être posés le plus près possible des bords de la voie, pour ne pas être influencés par la flexion des bancs du toit et le soufflage du mur, que l'on observe toujours dans la partie centrale de la voie.

MESURES DES CONVERGENCES EN TAILLES

Quelles convergences mesurer en taille ? Il y a plusieurs possibilités. Jusqu'à maintenant les études françaises et étrangères ont porté sur la "convergence journalière C_j ", c'est-à-dire le rapprochement des épontes pendant 24 heures; C_j est en fait une vitesse de convergence. Elle est donc liée à l'avancement V_a de la taille. Comme la liaison est, en première approximation, linéaire, nous avons préféré adopter dès l'abord, la convergence par mètre d'avancement, qui n'est autre que le quotient C_j/V_a , et constitue une grandeur sans dimension; nous la noterons C_m .

Donnons sa définition de façon opératoire. Pour cela considérons sur la figure 5, la coupe d'une taille perpendiculairement au front, pour des positions successives du front d'abatage.

Posons un doublet i en arrière de l'engin de desserte au niveau de la première ligne d'étaçons et aussitôt après sa mise en place. Le doublet est dit "en ligne 1". Lorsque le front a avancé d'une allée, puis de deux allées, ce doublet se trouve "en ligne 2", puis "en ligne 3".

Nous adopterons, pour caractériser les mouvements à l'aplomb de ce doublet, la convergence entre la ligne 1 et la ligne 3, divisée par l'avancement correspondant du front de taille, c'est-à-dire la distance entre ces deux lignes. Cette quantité est la convergence par mètre d'avancement du doublet i .

CONVERGENCE MOYENNE D'UNE TAILLE

A partir de là, nous définirons la convergence moyenne par mètre d'avancement de la taille, notée C_m comme étant la moyenne des convergences C_{ij} de np doublets, à raison de p doublets situés sur une même ligne le long du front, et n lignes successives. En fait, nous avons constaté de manière systématique que la dispersion le long du front de taille est faible par rapport à la dispersion dans le sens normal, s'il n'y a pas d'accident tel que faille ou rejet dans la taille. C'est pourquoi, nous avons décidé de choisir p petit (par exemple 4 à 5 doublets seulement) et n grand (au minimum 12 et souvent 24 ou plus). On peut penser que les convergences mesurées sont alors représentatives des convergences que l'on aurait pu mesurer en tout point du panneau exploité.

La convergence moyenne d'une taille est ainsi déterminée à partir d'une centaine de mesures au moins. Or le coefficient de variation (1) des convergences dans une taille est approximativement égal à 0,5. Le coefficient de variation des convergences moyennes C_m est donc généralement inférieur à 0,05 (2). Il correspond, avec une probabilité de 95 %, à une "erreur relative", si l'on peut dire, inférieure à ± 10 %. Il faut noter qu'il s'agit là d'une "erreur" assez importante, mais aussi qu'il faudrait non plus 100 mais 400 mesures pour doubler la précision. Les mesures étant coûteuses, on se trouve donc devant le choix suivant : ou bien effectuer de très nombreuses mesures dans un petit nombre de

(1) quotient de l'écart-type à la moyenne.

(2) Si N est le nombre de mesures, le coefficient de variation est égal à $\frac{0,5}{\sqrt{N}}$.

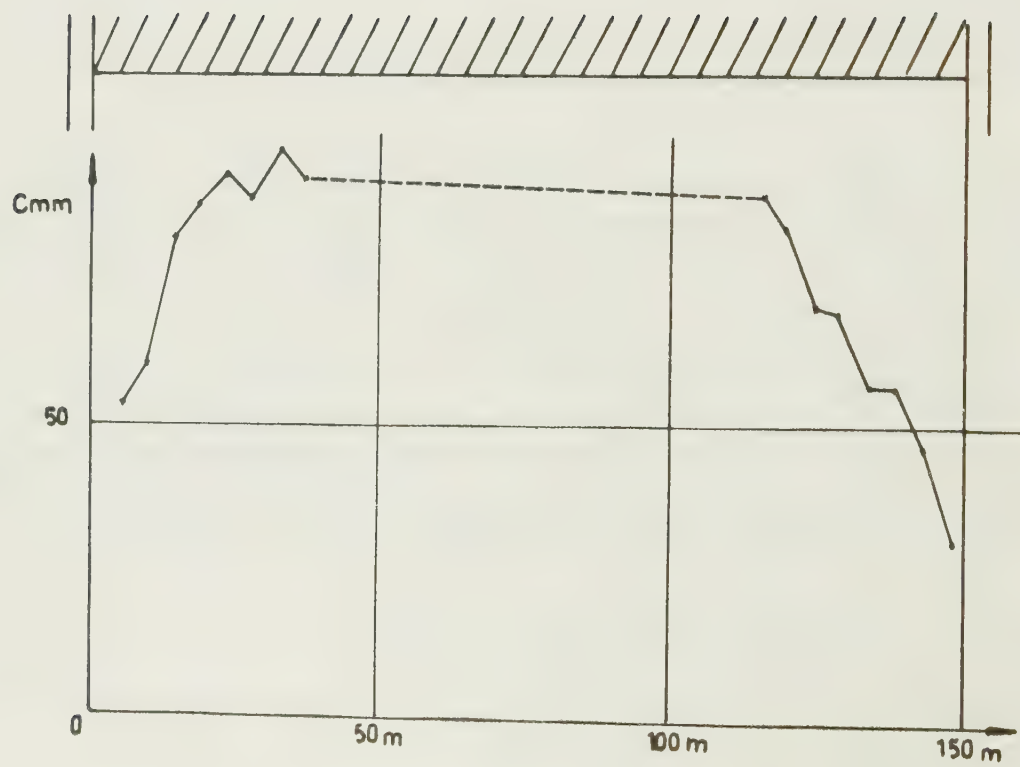


Fig.6 - Effets de bords.

tailles, ou bien suivre un assez grand nombre de tailles. Nous avons adopté la seconde formule. Elle nous permettait d'étudier de nombreux chantiers possédant des caractéristiques différentes et d'en faire l'étude statistique systématique.

Nous posons donc un nombre réduit de doublets le long d'un front de taille, mais nos campagnes de mesures durent assez longtemps. Ceci n'est généralement pas la méthode utilisée, pour des raisons pratiques, dans les pays étrangers. En effet, pour réduire la durée des campagnes, de nombreux doublets sont posés le long du front, mais la taille n'est suivie que pendant quelques jours, au détriment de la "représentativité" de la convergence moyenne de la taille, ainsi déterminée.

REMARQUES SUR L'IMPLANTATION DES DOUBLETS : EFFETS DE BORDS.

Il importe néanmoins de prendre certaines précautions dans l'implantation des doublets. On se souvient en effet que nous avons choisi de mesurer les convergences en tailles et non en voies pour nous placer dans le cas simple de déformations planes. Dans la logique de la mesure choisie, il faut éviter de placer des doublets dans des régions supportant des perturbations du même type que celles que l'on rencontre dans les voies, c'est-à-dire dans les régions qui bordent la taille.

Pour déterminer l'étendue de ces régions nous avons, dans plusieurs tailles, mesuré les convergences de files de doublets réparties tout le long d'un front de taille. Nous avons constaté que les convergences moyennes des différentes files ne sont effectivement pas les mêmes tout le long du front : elles croissent à partir de chacune des extrémités de la taille. C'est ce que fait apparaître la figure 6, relative à une expérience effectuée dans une taille des Houillères du Nord (Hénin-Liétard, Voisin) (1).

(1) Il s'agit de convergences entre ligne 1 et ligne 3, exprimées en mm. Pour obtenir les convergences par mètre d'avancement, sans dimension, il faudrait les diviser par l'avancement correspondant du front de taille, c'est-à-dire 1 400 millimètres.

Les convergences n'atteignent généralement un "équilibre" qu'à une distance de 30 mètres environ des extrémités de la taille : c'est ce que nous appelons "l'effet de bord", pour illustrer le fait qu'il est dû à la présence de massifs en place et d'épis de remblai le long des voies de la taille.

Par conséquent, pour définir la convergence moyenne dans une taille, nous excluons les mesures effectuées dans les zones influencées par l'effet de bords, de telle sorte qu'on puisse admettre des déformations planes.

MESURES EFFECTUEES.

Les mesures de convergences en tailles que nous exploiterons dans ce chapitre ont été effectuées dans 48 chantiers qui se répartissent, suivant les bassins français, comme l'indique le tableau suivant, où figure également l'abréviation par laquelle nous les repèrerons :

Bassins	Abréviations	Nombre de tailles
Nord	FN	23
Lorraine	FL	13
Aquitaine	FA	11
Cévennes	FC	1

Dans un but de synthèse, nous les avons regroupées avec des mesures effectuées dans des pays étrangers, dont il était rendu compte dans différentes publications :

Pays	Abréviations	Nombre de tailles
Ruhr	FR	24
Pologne	FP	23
Angleterre	FE	18

Nous disposons donc de mesures effectuées dans 113 tailles, qui nous ont permis de calculer les convergences moyennes C_m de ces tailles. La lettre F commune à toutes les abréviations indique qu'il s'agit de tailles traitées par foudroyage, c'est-à-dire qu'aucun remblai n'est mis en place dans le vide créé par l'exploitation.

Nous exploiterons également un certain nombre de mesures effectuées dans des tailles remblayées, et aussi, nous verrons pourquoi il a fallu les introduire, des mesures effectuées dans des voies ou des travers bancs.

A. Continuité des terrains au-dessus d'une exploitation.

Après avoir établi que l'amplitude des affaissements en stade final au-dessus des vieux travaux est liée à l'ouverture exploitée et au traitement de l'arrière-taille, nous montrerons que les convergences en taille sont liées à ces mêmes paramètres. Nous constaterons alors qu'un modèle construit sur l'hypothèse de la continuité des terrains en arrière du front de taille permet de rendre compte de la liaison établie entre les mouvements au-dessus de la partie ouverte de la taille et l'affaissement final au-dessus des vieux travaux.

AFFAISSEMENT AU-DESSUS DES VIEUX TRAVAUX EN STADE FINAL, DANS LE CAS D'UNE TAILLE FOUDROYÉE, loi du qW .

Dans le cas d'une taille foudroyée, pour combler le vide dû à l'exploitation, les terrains immédiats subiront in fine un affaissement égal à l'ouverture exploitée. En fait, ces terrains immédiats se fracturent et se disloquent comme l'indiquait la figure 3. Il est commode d'écrire qu'au-dessus de cette zone disloquée, les terrains subissent un mouvement final égal à qW , où le coefficient q correspond au foisonnement des terrains disloqués.

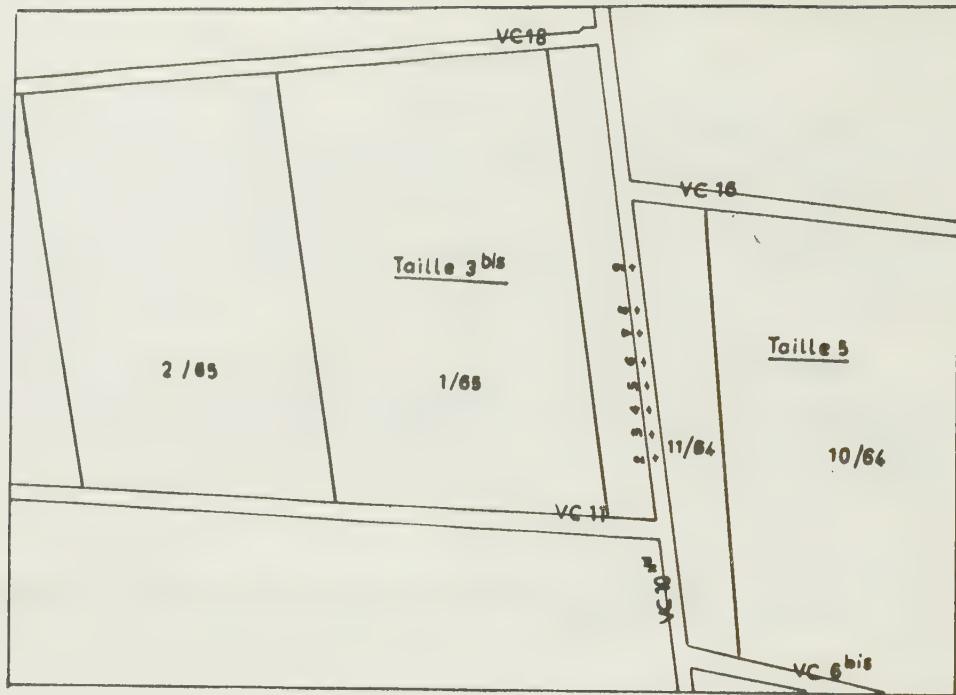


Fig. 7a - Stations de mesures dans un montage (H.B.N.P.C. Lens).

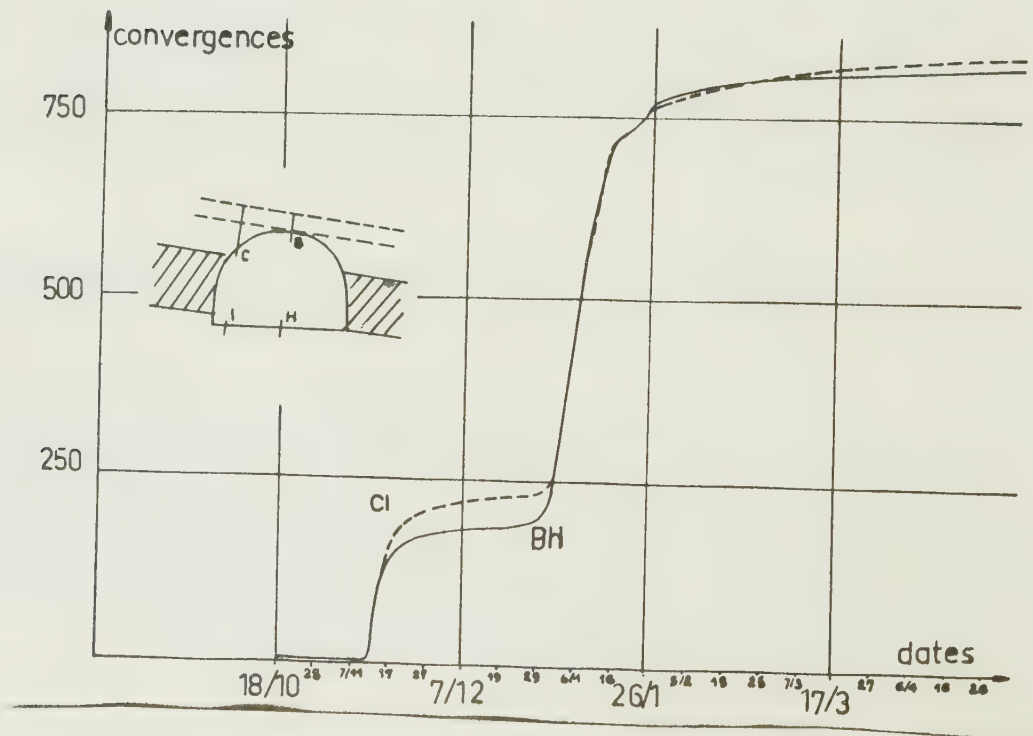


Fig. 7b - Convergences dans un montage influencé par deux tailles.

C'est ainsi que l'on procède dans l'étude des affaissements en surface. Ces études ont montré que l'affaissement en stade final, c'est-à-dire l'affaissement maximum, au-dessus d'une exploitation de dimensions suffisantes (1), correspond à une valeur de q de l'ordre de 0,95, lorsque la taille exploitée a été foudroyée.

Il est logique d'en déduire que la valeur de q pour les terrains immédiats non disloqués, au-dessus des vieux travaux, est comprise entre celle observée en surface et 1.

Pour le vérifier, il faut parvenir à mesurer l'affaissement des terrains au-dessus des vieux travaux. Le seul moyen pour cela est de faire des mesures dans des voies conservées derrière l'exploitation. Encore faut-il que, dans ces voies, la présence de massifs ou un traitement particulier au voisinage immédiat du chantier ne limitent pas les mouvements finals. Moyennant certaines précautions que nous avons déjà mentionnées, deux types de voies peuvent satisfaire à ces conditions : les voies de taille double-unit et les montages lorsque des tailles sont exploitées de part et d'autre.

Nous avons réalisé de nombreuses mesures dans des chantiers de chacun de ces types. A titre d'exemple la figure 7a représente le plan d'implantation des stations de mesures dans un montage et la figure 7b, l'évolution des convergences, en fonction du temps, des doublets d'une station suffisamment éloignée des extrémités du montage pour ne pas être influencée par les massifs en place. L'ouverture à l'aplomb de la station étudiée est de 85 à 90 cm. Les mouvements en stade final sont de 850 mm : ils sont compatibles avec un coefficient q compris entre 0,95 et 1. Pour expliquer la forme compliquée des courbes, notons que la première partie

(1) Les observations montrent que si l'on exploite un panneau très étroit, à une certaine profondeur, on ne constate pas d'affaissement à la surface; par contre, si à la même profondeur on exploite un panneau de plus en plus grand dans les deux dimensions, l'affaissement apparaît à la surface et augmente avec les deux dimensions du panneau jusqu'à atteindre une valeur limite appelée affaissement maximum en aire surcritique.

correspond à l'approche de la taille 5 et à son arrivée sur le montage; les convergences sont ensuite freinées pendant les quarante jours d'arrêt de l'exploitation; puis elles reprennent avec l'exploitation, à partir du montage et de l'autre côté, de la taille 3 bis.

AFFAISSEMENT AU - DESSUS DES VIEUX TRAVAUX, DANS LE CAS DE TAILLES REMBLAYEES. Loi du qW .

Dans le cas où la taille est remblayée, les études des affaissements de surface ont montré que l'amplitude des affaissements en stade final était liée à la nature du remblai mis en place.

L'affaissement maximum en surface, en aire surcritique étant écrit sous la forme qW , où W est l'ouverture exploitée, le coefficient q appelé coefficient de remblayage a , pour chaque mode de traitement de l'arrière-taille, les valeurs indiquées dans le tableau suivant :

Mode de traitement de l'arrière-taille	q d'après la bibliographie
Foudroyage	0,95
Epis de remblai	0,60
Remblai coulé	environ 0,50
Remblai pneumatique	0,40 à 0,50
Remblai hydraulique	0,20 à 0,30

Des mesures de convergences effectuées dans des voies de tailles double-unit ou des montages nous ont permis de vérifier que, comme dans le cas des exploitations foudroyées, l'affaissement final derrière une taille remblayée correspond sensiblement à l'affaissement en surface qW .

A titre d'exemple, la figure 8 représente les convergences

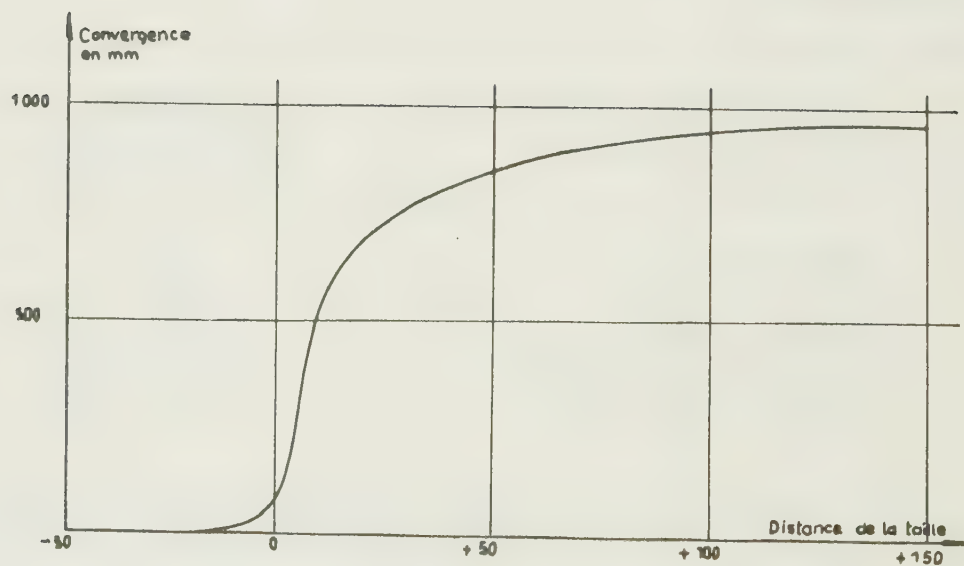


Fig. 8 - Courbe moyenne des convergences de 10 doublets en fonction de la distance de la queue dans une voie double-unit.

moyennes de 10 doublets de mesure posés dans la voie centrale d'une exploitation par taille double-unit remblayée pneumatiquement (H.B.N.P.C. Hénin-Liétard - Mathilde). Ces convergences moyennes sont représentées en fonction de la distance du front de taille à chacun des doublets, distance comptée négativement lorsque le front de taille est en avant du doublet, positivement lorsqu'il l'a dépassé, nulle lorsque le front de taille est à l'aplomb du doublet. Les doublets étudiés sont placés contre le bord amont de la voie (1) pour ne pas être influencés soit par la flexion du toit au centre de la voie, soit par les mouvements du mur. On peut estimer, dans ces conditions, que les convergences sont représentatives de l'affaissement du toit au-dessus de l'exploitation.

Or, les convergences en stade final atteignent 980 mm environ pour une ouverture moyenne de 2,05 m dans la zone étudiée. Ceci correspond à une valeur du coefficient q de remblayage égale à 0,47; elle est à rapprocher de celle admise pour les affaissements de surface dans le cas du remblayage pneumatique et qui est comprise entre 0,40 et 0,50 suivant la qualité du remblai.

Les affaissements au-dessus des vieux travaux étant ainsi connus grâce à des mesures effectuées dans des voies, nous allons analyser maintenant les mesures effectuées en tailles.

LIAISON ENTRE LES CONVERGENCES EN TAILLES FOU- DROYEES ET L'OUVERTURE EXPLOITEE. Loi $W^{3/4}$

L'étude de la liaison entre la convergence moyenne observée dans une taille et l'ouverture exploitée va nous permettre de mettre en évidence la continuité des terrains derrière le front de taille: les mouvements des terrains au-dessus de la partie ouverte de la taille sont liés à l'affaissement final au-dessus des vieux travaux.

(1) Le pendage de la veine est de quelques degrés perpendiculairement à la voie, ce qui a pour effet de déplacer la flexion maximum vers l'aval.

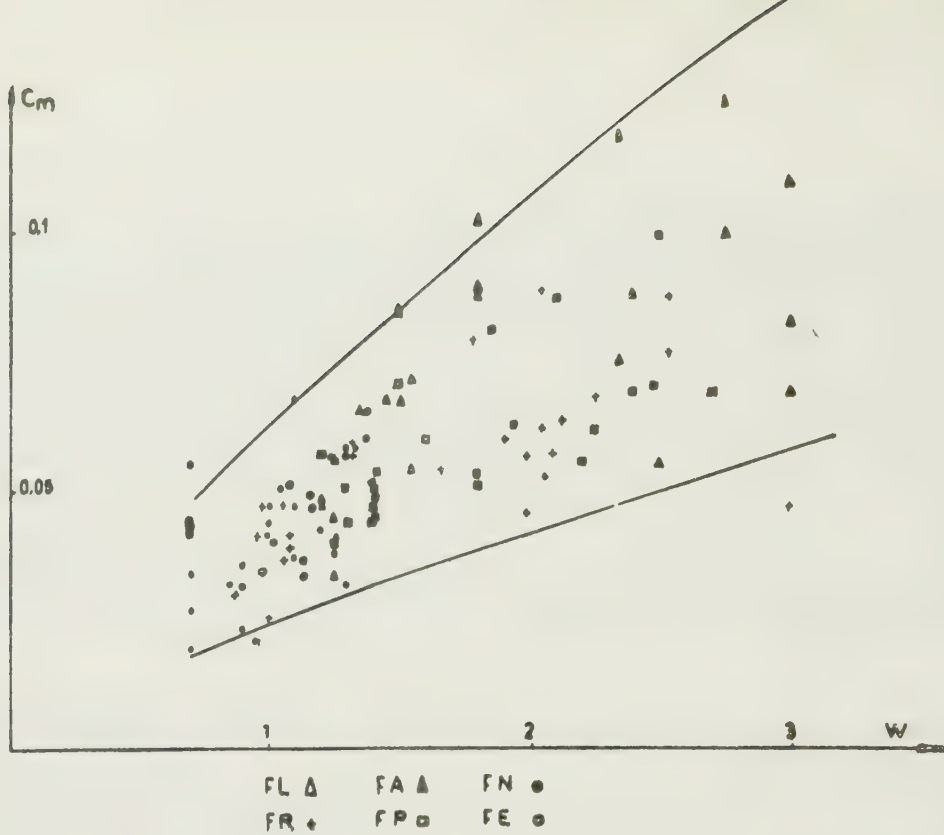


Fig. 9 - Convergences moyennes par mètre d'avancement en fonction des ouvertures.

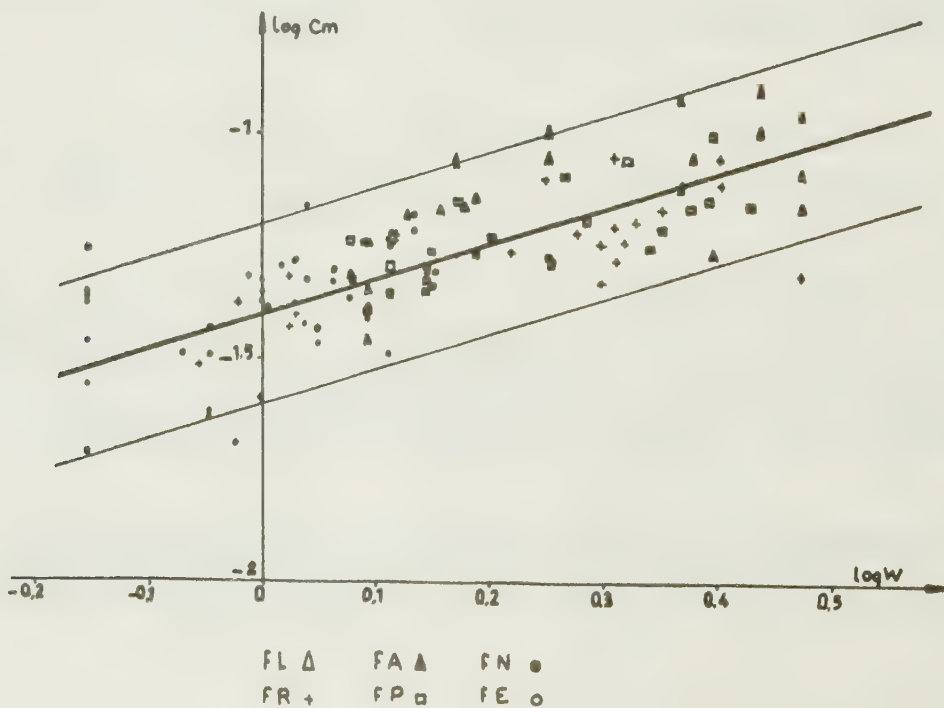


Fig. 10 - Logarithmes des convergences en fonction des logarithmes des ouvertures.

Nous avons représenté, sur la figure 9, les valeurs des convergences moyennes C_m par mètre d'avancement, dans les 113 tailles foudroyées étudiées, en fonction des ouvertures moyennes W des tailles : il importe de préciser que la hauteur du charbon exploité s'appelle la puissance ; l'ouverture correspond à cette puissance augmentée des hauteurs des bancs de stériles intercalaires et même des bancs situés au-dessus ou au-dessous de la veine de charbon, qu'il est nécessaire d'abattre pour des raisons techniques. Les ouvertures dans une même taille peuvent être très dispersées, c'est pourquoi nous définissons l'ouverture moyenne W , comme étant la moyenne des ouvertures relevées à l'alamb de chacun des doublets de mesure.

On constate sur le graphique de la figure 9 que les convergences sont liées aux ouvertures W : la tendance de la liaison n'est pas tout à fait linéaire et la dispersion est multiplicative. On peut admettre qu'elle est de la forme :

$$C_m = k W^p ,$$

où k est un coefficient de dispersion et p un exposant inférieur à 1. On peut écrire :

$$\log C_m = p \log W + \log k ,$$

et, admettant que la répartition statistique de $\log k$ est normale, ce qui se vérifie bien à posteriori, on peut étudier la régression de $\log C$ en fonction de $\log W$. Le graphique de la figure 10 représente le nuage des points obtenus. On constate que la tendance est effectivement linéaire avec une pente inférieure à 1.

Le calcul donne pour équation de la droite de régressions :

$$\log C_m = 0,71 \log W - 1,40 ,$$

avec un coefficient de corrélation : $r = 0,75$ auquel correspond pour p l'intervalle de confiance suivant :

$$0,60 < p < 0,82 ,$$

avec une probabilité de 95 %.

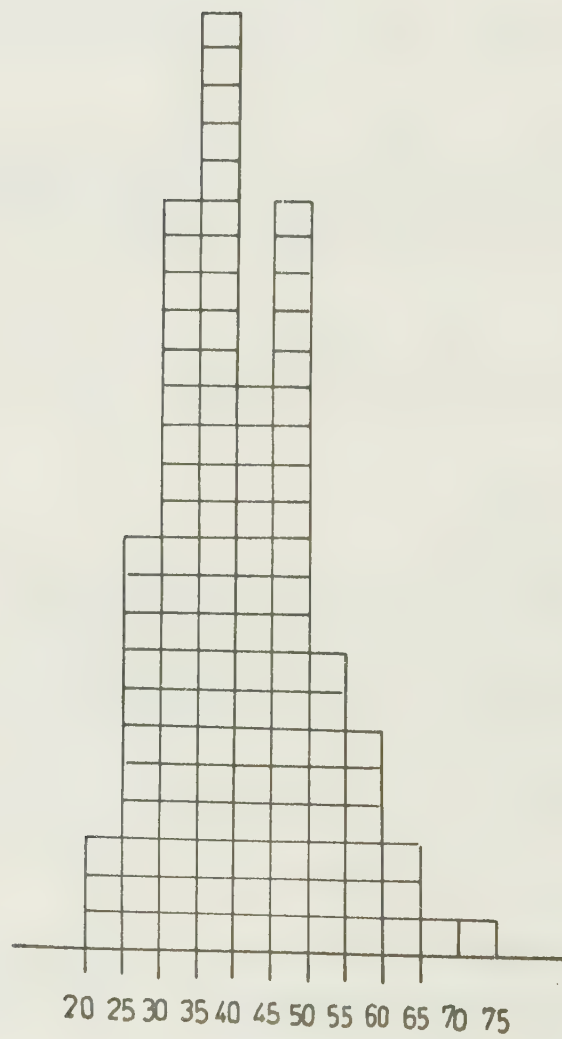


Fig. 11 - Répartition des valeurs de $10^3.k$.

Quant à la répartition des valeurs de k , pour les différentes tailles, elle est représentée sur la figure 11 : un test du X^2 permet de montrer qu'elle peut effectivement être considérée comme log normale.

Nous aurons l'occasion dans la conclusion du chapitre de montrer l'intérêt pratique de la relation que nous venons d'établir. C'est à son interprétation que nous allons plutôt nous attacher maintenant.

ESSAI D'INTERPRETATION THEORIQUE

Nous avons été frappés en constatant que la valeur trouvée pour p était très voisine de $3/4$. Or, si l'on schématise le toit de la taille par une poutre mince élastique, dont l'affaissement maximum est limité à qW , on trouve que la tangente de sa déformée, au voisinage de l'inflexion, est proportionnelle à $(qW)^{3/4}$.

En effet, schématisons le "haut toit" (1) de la taille par une poutre mince élastique, de hauteur h , soumise à une pression P de la part des terrains sus-jacents. Nous plaçant dans le cas de déformations planes, soit E' l'équivalent, pour les problèmes à deux dimensions, du module de Young du matériau constituant la poutre. Pour schématiser en première approximation le rôle du massif en place, nous admettrons que la poutre est encastrée en avant du

(1) Nous parlons de "haut toit" par opposition au "bas toit". Le bas toit est celui qui se casse immédiatement après le déboisage et qui par son foisonnement, occupe le vide créé par l'exploitation de la veine et sa propre chute. On parle aussi de "vrai toit" et de "faux toit". Très souvent, entre la veine et le toit massif de grès ou de schistes par exemple, on trouve une petite épaisseur de terrains friables, inconsistants ou tout au moins nettement moins consistants et plus friables que le toit ; cette différence de nature fait donner à ces terrains tendres le nom de faux toit.

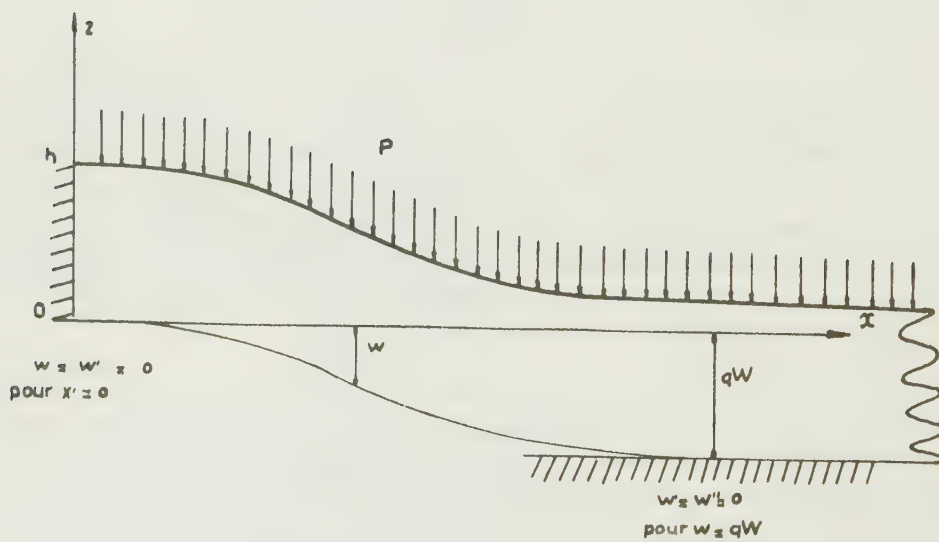


Fig.12 - Schématisation du toit par une poutre mince.

front de taille. Nous admettrons d'autre part que la poutre repose, en arrière du front, sur les éboulis du foudroyage, ce qui limite l'affaissement vertical à qW . Ces conditions sont indiquées sur la figure 12, qui définit également les axes choisis.

L'équation différentielle de la déformée s'écrit :

$$E' \frac{h^3}{12} \frac{d^4 w}{dx^4} = P .$$

Après intégration, on obtient un polynôme en x du 4ème degré, dont quatre coefficients sont fixés par les conditions aux limites :
- à l'encastrement :

$$w = \frac{dw}{dx} = 0 ;$$

- en un point d'abscisse D , l'affaissement vertical est limité à qW ; admettant que la réaction est ponctuelle, ceci impose :

$$\frac{dw}{dx} = \frac{d^2 w}{dx^2} = 0 .$$

L'équation de la déformée de la poutre s'écrit alors :

$$w = \frac{P}{2 E' h^3} \left(x^4 - \frac{8}{3} D x^3 + 2 D^2 x^2 \right) ,$$

où D est une constante définie par la relation :

$$qW = \frac{P}{2 E' h^3} \frac{D^4}{3} ,$$

ce qui donne :

$$w = qW \left[3 \left(\frac{x}{D} \right)^4 - 8 \left(\frac{x}{D} \right)^3 + 6 \left(\frac{x}{D} \right)^2 \right] ,$$

avec :

$$D = \left(\frac{6 E' h^3 q W}{P} \right)^{1/4}.$$

Le point d'inflexion de la déformée se situe à l'abscisse $x=D/3$. En ce point, la déformation Δw correspondant à un avancement Δx du front de taille, c'est-à-dire de l'encastrement, s'écrit :

$$(\Delta w)_I = \frac{16}{9} \frac{q W}{D} \Delta x.$$

En remplaçant D par sa valeur, on obtient la déformation par mètre d'avancement au voisinage du point d'inflexion :

$$\left(\frac{\Delta w}{\Delta x} \right)_I = \frac{16}{9} \left(\frac{P}{6 E' h^3} \right)^{1/4} q^{3/4} W^{3/4}.$$

Rapprochant l'expression de $\left(\frac{\Delta w}{\Delta x} \right)_I$ de la formule statistique liant les convergences C_m aux ouvertures W , on constate que l'influence de W est la même dans les deux cas.

Untel rapprochement n'est légitime que si l'on vérifie les trois points suivants.

Il suppose d'abord que les convergences C_m peuvent être assimilées aux déformations du toit, c'est-à-dire que les mouvements du mur sont négligeables : nous n'avons pas eu la possibilité d'effectuer des mesures pour le vérifier, mais des mesures topographiques effectuées à l'étranger ont montré que les mouvements du mur étaient dans les tailles généralement faibles, de l'ordre de 10 % des convergences seulement.

Il suppose aussi que l'on peut admettre des déformations planes; or les mesures, à partir desquelles sont calculées les convergences moyennes, sont effectuées en dehors des zones influencées par les massifs en place en bordure des tailles.

Il suppose enfin que la zone où sont effectuées les mesures de convergences se situe approximativement au point d'inflexion de la déformée du toit : la figure 13 montre qu'on peut l'admettre. Elle

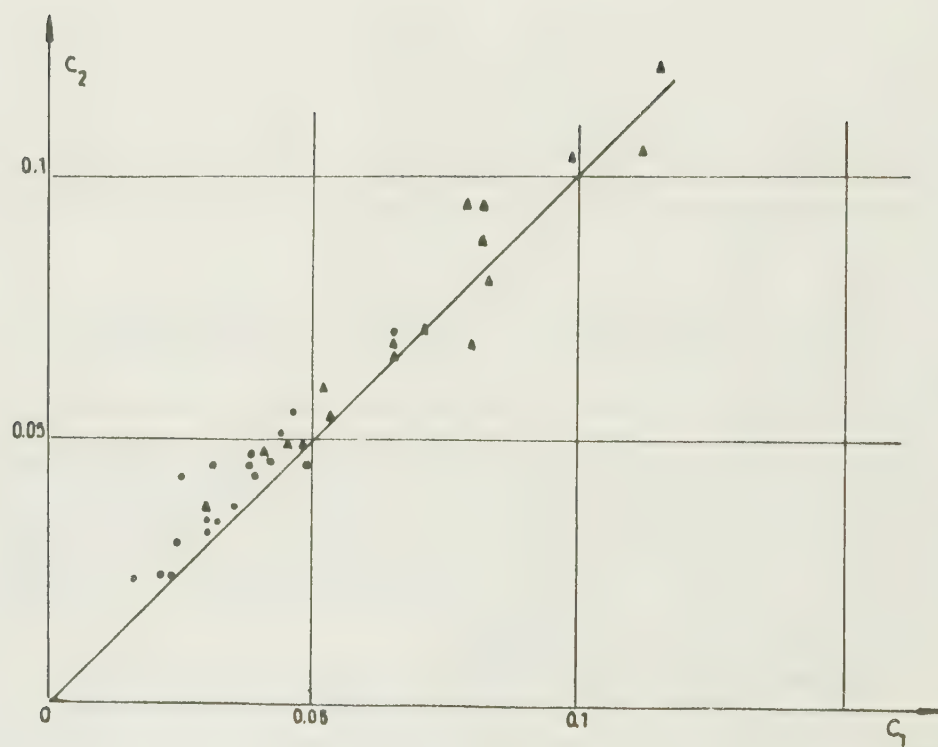


Fig.13 - Liaison entre convergences C_1 et C_2 .

représente, dans les cas où nous avons pu les séparer, les convergences moyennes par mètre d'avancement entre la deuxième et la troisième ligne, notées C_2 , en fonction des convergences entre la première et la deuxième ligne, notées C_1 . On constate que les points se répartissent autour de la droite de pente 1, c'est-à-dire que les convergences C_1 sont approximativement égales aux convergences C_2 pour l'ensemble des tailles étudiées.

Dès lors, on ne saurait considérer comme fortuite la concordance entre le modèle assimilant le toit à une poutre continue et l'expérience. Toutefois, avant d'en déduire les conséquences logiques, notons que, dans le cas de la poutre, c'est à l'affaissement maximum qW qu'est liée la pente à l'inflexion de la déformée par la relation $(qW)^{3/4}$; or, en toute rigueur, c'est à l'ouverture exploitée que la formule statistique en $W^{3/4}$ relie la convergence. Il se trouve que, dans le cas des tailles foudroyées, cette ouverture exploitée correspond sensiblement à l'affaissement final au-dessus des vieux travaux. L'étude des convergences dans les tailles remblayées va nous permettre de montrer que c'est à l'affaissement final que sont liées les convergences.

INFLUENCE DU MODE DE TRAITEMENT DE L'ARRIERE-TAILLE

En effet, dans le cas des tailles remblayées, l'affaissement final est de la forme qW , où q dépend du mode de remblayage. Nous allons établir que c'est à la quantité qW que sont liées les convergences dans ces tailles et qu'elles sont proportionnelles à $(qW)^{3/4}$.

Nous utiliserons pour cela des mesures effectuées, dans des tailles remblayées, en France et aussi dans la Ruhr. Leur répartition suivant le mode de remblayage est indiqué dans le tableau suivant :

Mode de traitement de la taille	Nombre de tailles étudiées	k	$q^{3/4}$	q	q d'après la bibliographie
Foudroyage	113	41	0,96	0,95	0,95
Epis de remblai	7	30	0,70	0,62	0,60
Remblai coulé	3	24	0,56	0,46	environ 0,50
Remblai pneumatique	15	22	0,52	0,42	0,40 à 0,50
Remblai hydraulique	2	16	0,36	0,26	0,20 à 0,30

Nous avons pu montrer que les convergences moyennes par mètre d'avancement, dans ces tailles, pouvaient être mises, comme pour les tailles foudroyées, sous la forme :

$$C = k W^{3/4} ;$$

mais les coefficients k sont liés au mode de remblayage. Les valeurs moyennes de ces coefficients pour chaque mode de traitement de l'arrière-taille sont données dans le tableau. Nous référant alors au calcul théorique précédent et à la formule :

$$\left(\frac{\Delta w}{\Delta x} \right)_I = \frac{16}{9} \left(\frac{P}{6 E' h^3} \right)^{1/4} q^{3/4} W^{3/4} ,$$

nous avons écrit que les coefficients k étaient proportionnels à un coefficient de la forme $q^{3/4}$, et nous avons calculé les valeurs de $q^{3/4}$, en adoptant la valeur $q = 0,95$ dans le cas du foudroyage.

Les valeurs obtenues pour $q^{3/4}$ figurent dans la quatrième colonne du tableau, et les valeurs correspondantes du coefficient q dans la cinquième colonne. On constate une bonne concordance avec les valeurs du coefficient q des affaissements de surface.

La loi de proportionnalité à $(qW)^{3/4}$ des convergences moyennes en tailles, peut donc s'étendre aux tailles remblayées, qW correspondant à l'affaissement en stade final au-dessus du remblai.

Se rappelant que les convergences en tailles ne sont quand même que des valeurs de mouvements mesurées sur une distance de 1 à 2 mètres, nous arrivons donc à les lier à des affaissements finals au fond ou même en surface, qui intègrent toute l'histoire de l'exploitation. Il faut en déduire qu'il y a continuité géométrique des bancs au-dessus de l'exploitation. Ces bancs, dont la flexion est à l'origine de la convergence au-dessus de l'allée de travail trouvent un appui sur les éboulis du foudroyage ou sur les remblais.

D'autre part, si l'on s'attache à la forme de la liaison qui lie convergences et affaissements finals, elle exprime que la déformée de ces bancs peut être représentée par un polynôme du quatrième degré :

$$w = qW \left[a_4 \left(\frac{x}{D} \right)^4 + a_3 \left(\frac{x}{D} \right)^3 + a_2 \left(\frac{x}{D} \right)^2 + a_1 \left(\frac{x}{D} \right) + a_0 \right],$$

dont la dérivée quatrième est indépendante des paramètres qW et D :

$$\frac{d^4 w}{dx^4} = k.$$

Cette condition est vérifiée dans le cas de la théorie des poutres minces, la constante k étant alors de la forme :

$$k = \frac{p}{EI},$$

où p , E et I ont les significations physiques que l'on connaît.

B Comportement des terrains sus-jacents par bancs différenciés.

Dans le modèle précédent, qui nous a permis d'interpréter l'influence de l'ouverture des tailles sur les convergences et l'influence du traitement de l'arrière-taille, nous avons assimilé le banc

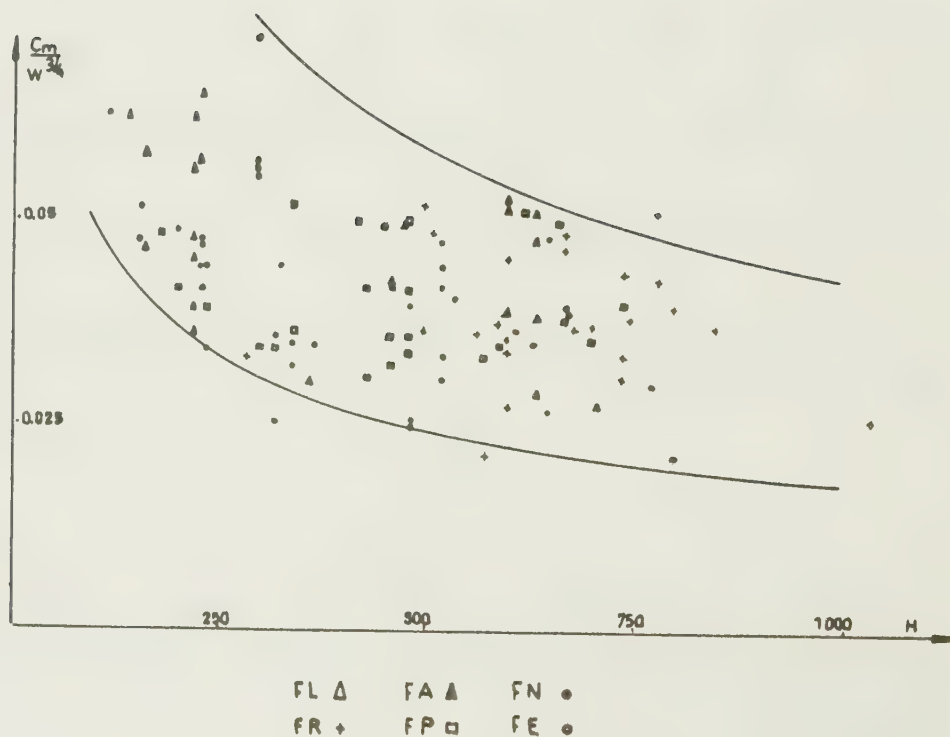


Fig. 14. - Valeur de $\frac{C_m}{w^{3/4}}$ en fonction des profondeurs pour 113 tailles foudroyées.

du toit à une poutre mince et nous avons schématisé le comportement des terrains sus-jacents par une pression P uniformément répartie sur le toit, sans l'expliquer davantage. L'étude de l'influence de la profondeur sur les convergences en tailles, va nous permettre de préciser le modèle précédent en ce qui concerne les terrains sus-jacents.

INFLUENCE DE LA PROFONDEUR D'EXPLOITATION

Si l'on admet que les terrains au-dessus du banc du toit sont suffisamment plastiques pour transmettre uniformément les pressions verticales, la pression P des terrains est égale à $\bar{\omega} H$, où H désigne la profondeur de l'exploitation et $\bar{\omega}$ le poids spécifique des terrains.

La formule établie précédemment et donnant la déformation Δw correspondant à un avancement Δx :

$$(\Delta w)_I = \frac{16}{9} \left(\frac{P}{6E' h^3} \right)^{1/4} q^{3/4} W^{3/4} \Delta x$$

fait alors apparaître une influence de la profondeur en $H^{1/4}$.

Or le graphique de la figure 14 représente pour les 113 tailles foudroyées étudiées, les valeurs du quotient $\frac{C_m}{W^{3/4}}$ en fonction des profondeurs H des tailles.

On constate une tendance, mais elle n'est pas celle que laissait prévoir le calcul : il y a décroissance de $\frac{C_m}{W^{3/4}}$ lorsque la profon-

deur augmente, c'est-à-dire que la convergence est d'autant plus petite que la profondeur de la taille est plus grande.

Cette liaison est "très hautement significative" puisqu'en cal-

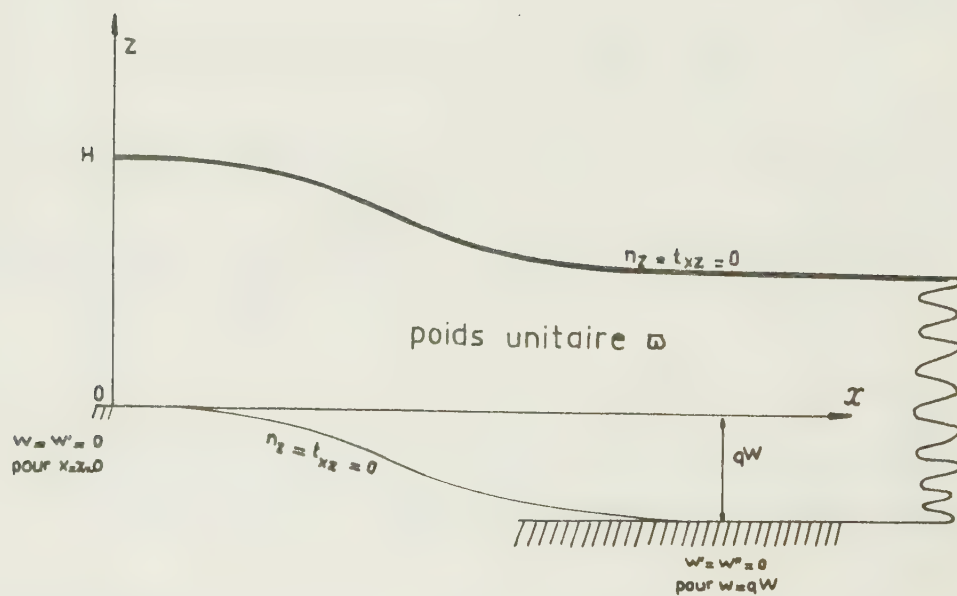


Fig.15 - Schématisation des terrains, au-dessus d'une exploitation, par une poutre épaisse.

culant le coefficient de corrélation entre $\frac{C_m}{W^{3/4}}$ et H, on montre qu'il y a moins de une chance sur mille pour qu'elle soit imputable au hasard seul.

Il est intéressant de noter que si un tel résultat paraît à priori choquant, pour les spécialistes de la mine, c'est qu'ils se réfèrent intuitivement au modèle précédent : plus la profondeur est grande, plus la pression des terrains est grande et plus les déformations sont importantes. Or ce modèle est en contradiction avec la réalité.

ESSAI D'INTERPRETATION THEORIQUE : COMPORTEMENT ELASTIQUE DES TERRAINS SUS-JACENTS

Nous avons repris alors nos hypothèses de calcul et plus précisément celle relative à la pression des terrains sus-jacents. Elle correspond en effet au cas où les terrains au-dessus du banc du toit auraient un comportement plastique, c'est-à-dire qu'elle correspond à une schématisation extrême.

Une autre schématisation extrême consisterait à admettre que l'ensemble des terrains au-dessus de la taille forme une masse élastique et isotrope. Nous avons donc fait le calcul d'une poutre épaisse de hauteur H soumise à son poids unitaire $\bar{w}$.

Comme dans le cas de la poutre mince, nous admettrons qu'elle est semi-infinie, encastrée à son extrémité, et qu'elle repose sur les éboulis du foudroyage pour un affaissement vertical égal à qW , conditions schématisées sur la figure 15.

Cherchons des contraintes n_x , n_z et t_{xz} , à priori du 3ème degré (1), satisfaisant aux conditions d'équilibre élastique :

(1) S. TIMOSCHENKO - Théorie de l'élasticité.

$$(1) \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial n_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial n_z}{\partial z} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial x} + \bar{\omega} = 0 \\ \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} (n_x + n_z) = 0 \end{array} \right. ,$$

et aux conditions aux limites (2) et (2') suivantes :

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} z = 0 \\ z = H \end{array} \right. \longrightarrow n_z = 0 ,$$

$$(2') \left\{ \begin{array}{l} z = 0 \\ z = H \end{array} \right. \longrightarrow t_{xz} = 0 .$$

On trouve :

$$(3) \left\{ \begin{array}{l} n_x = \frac{\bar{\omega}}{H^2} (4z^3 - 6zx^2 - 6Hz^2 - 2Axz + 3Hx^2 + AHx + Pz + Q) \\ n_z = \frac{-2\bar{\omega}}{H} z (z - H) \left(z - \frac{H}{2} \right) \\ t_{xz} = \frac{\bar{\omega}}{H^2} z (z - H) (6x + A) \end{array} \right. ,$$

où A, P et Q sont des constantes arbitraires que nous préciserons par des conditions sur la déformée de la fibre $z = 0$.

Les mouvements sont définis par les équations différentielles suivantes :

$$(4) \quad \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{E} (n_x - \sigma n_z)$$

$$(5) \quad \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{1}{E} (n_z - \sigma n_x)$$

$$(6) \quad \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{2(1+\sigma)}{E} t_{xz},$$

où E et σ sont respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau de la poutre.

Par intégration de (4) et (5) on trouve :

$$(7) \quad \left\{ \begin{array}{l} u = \frac{\bar{w}}{EH^2} \left[2(2+\sigma)z^3x - 2zx^3 - 3(2+\sigma)Hz^2x - Azx^2 + Hx^3 \right. \\ \quad \left. + (\sigma H^2 + P)zx + \left(\frac{AH}{2} + Q\right)x + f(z) \right] \\ w = \frac{\bar{w}}{EH^2} \left[-\frac{1}{2}(1+2\sigma)z^4 + 3\sigma z^2x^2 + (1+2\sigma)Hz^3 + \sigma Az^2x \right. \\ \quad \left. - 3\sigma Hzx^2 - \frac{1}{2}(H^2 + \sigma P)z^2 - \sigma AHzx - \sigma Qz + g(x) \right] \end{array} \right.$$

L'équation (6) donne alors :

$$-2x^3 - Ax^2 + (P + \sigma H^2)x + \frac{\partial g(x)}{\partial x} = 2(1+\sigma)Az^2 + (2-\sigma)AHz - \frac{\partial f(z)}{\partial z},$$

d'où :

$$\frac{\partial g(x)}{\partial x} = 2x^3 + Ax^2 - (P + \sigma H^2)x + \alpha,$$

et :

$$g(x) = \frac{x^4}{2} + \frac{Ax^3}{3} - (P + \sigma H^2)\frac{x^2}{2} + \alpha x + \beta.$$

Le mouvement vertical de la fibre inférieure $z = 0$ est donc défini par :

$$w_{z=0} = \frac{\bar{w}}{EH^2} \left[\frac{x^4}{2} + \frac{Ax^3}{3} - (P + \sigma H^2)\frac{x^2}{2} + \alpha x + \beta \right].$$

Nous fixons les conditions supplémentaires suivantes :

$$\text{pour } x = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} w = 0 \\ w' = 0, \end{array} \right. \quad \text{pour } w = qW \quad \left\{ \begin{array}{l} w' = 0 \\ w'' = 0 \end{array} \right. .$$

En posant :

$$D = \left(\frac{6 E H^2 q W}{\bar{w}} \right)^{1/4},$$

on a :

$$\begin{aligned} \alpha &= \beta = 0 \\ A &= -4D \\ P &= -(\sigma H^2 + 2D^2), \end{aligned}$$

et on trouve :

$$w_{z=0} = \frac{\bar{w}}{2EH^2} \left(x^4 - \frac{8}{3} Dx^3 + 2D^2 x^2 \right).$$

Soit encore :

$$w_{z=0} = qW \left[3\left(\frac{x}{D}\right)^4 - 8\left(\frac{x}{D}\right)^3 + 6\left(\frac{x}{D}\right)^2 \right].$$

La pente de la déformée de la fibre inférieure, au voisinage du point d'inflexion, s'exprime alors en fonction de la profondeur H , de la façon suivante :

$$\left(\frac{\Delta w}{\Delta x_I} \right) = \frac{16}{9} \left(\frac{\bar{w}}{6E} \right)^{1/4} (qW)^{3/4} H^{-1/2}.$$

Cette expression fait apparaître une décroissance des déformations avec une augmentation de la profondeur. D'un point de vue qualitatif, il y a donc concordance entre propriétés du modèle envisagé et expérience. Il faut maintenant regarder ceci d'un point de vue quantitatif.

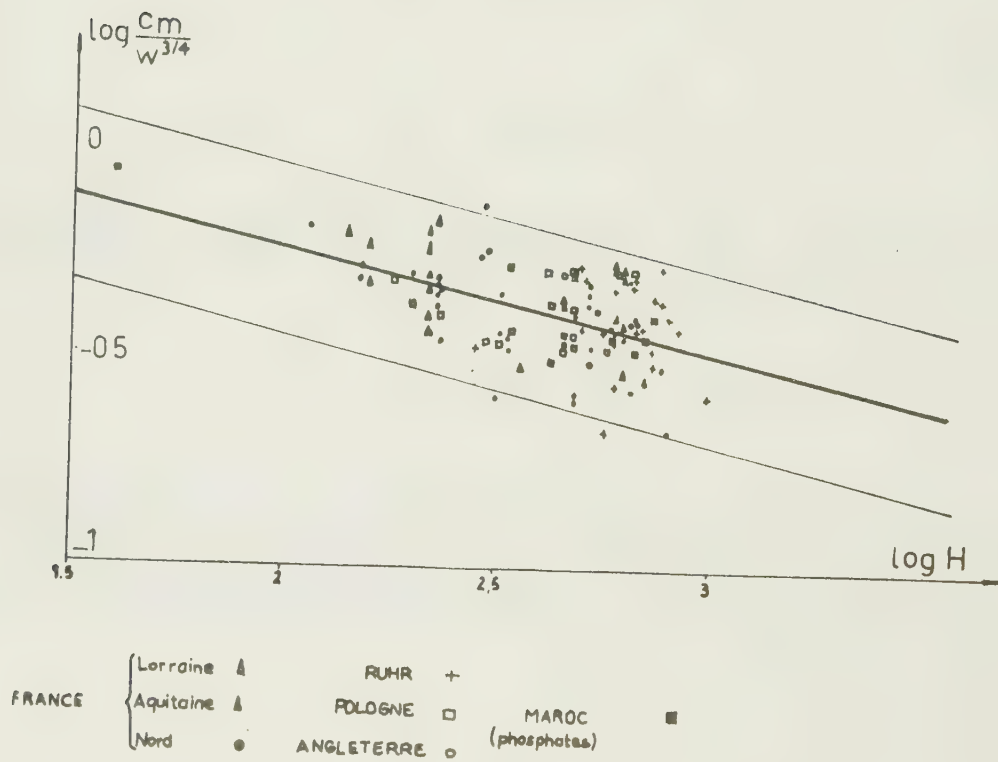


Fig.16 - Liaison entre $\log \frac{C_m}{w^{3/4}}$ et $\log H$ pour 113 tailles foudroyées.

LIAISON STATISTIQUE ENTRE CONVERGENCES ET PROFONDEURS. Loi $H^{-1/4}$.

Revenant aux données expérimentales, nous sommes amenés à rechercher une liaison de la forme :

$$C_m = k W^{3/4} H^p ,$$

c'est à dire à étudier la régression de $\log \frac{C_m}{W^{3/4}}$ en fonction de

$\log H$. La figure 16 représente le nuage des points obtenus, pour l'ensemble des 113 tailles foudroyées.

Le calcul de la droite de régression aboutit à :

$$\log \frac{C_m}{W^{3/4}} = - 0,21 \log H - 0,84 ,$$

avec un coefficient de corrélation égal à 0,45, ce qui signifie que la probabilité pour qu'une telle liaison soit due au hasard est très inférieure à $1/10^4$.

L'intervalle de confiance à 95 % du coefficient p est :

$$- 0,29 < p < - 0,13 .$$

On constate que la valeur $-\frac{1}{2}$ à laquelle aboutissait le calcul d'une poutre épaisse élastique, n'est pas comprise dans cet intervalle. Dès lors, restant aux données expérimentales, nous avons adopté, pour des raisons de commodité de calcul, la valeur fractionnaire $p = -\frac{1}{4}$. La formule :

$$C_m = 0,20 (qW)^{3/4} H^{-1/4} ,$$

où q a la valeur 0,95 correspondant aux tailles foudroyées, et où W et H sont exprimées en mètres, permet alors de rendre compte des influences de l'ouverture et de la profondeur sur les convergences en tailles foudroyées.

Nous n'avons intégré dans l'étude statistique que 113 chantiers, laissant à part un cent quatorzième chantier qui mérite une mention spéciale. Nous avons en effet réalisé une expérience dans une taille située à une profondeur de 40 mètres seulement; elle nous a permis une très bonne conformation de la loi d'influence de la profondeur en $H^{-1/4}$. Il ne s'agit pas d'une exploitation de houille comme dans les 113 tailles étudiées, mais d'une exploitation de phosphate (Mine de Youssoufia au Maroc). La convergence moyenne par mètre d'avancement mesurée a été de 90.10^{-3} pour une ouverture moyenne de 1,10 mètre; or la convergence calculée à partir de la formule précédente est égale à 85.10^{-3} .

ESSAI D'INTERPRETATION THEORIQUE. FEUILLETAGE DES TERRAINS SUS-JACENTS.

L'hypothèse d'un comportement élastique isotrope de l'ensemble des terrains sus-jacents à une taille est donc infirmée par l'influence en $H^{-1/4}$ de la profondeur sur la convergence.

Il faut noter de plus qu'une telle hypothèse ne permet pas de rendre compte de l'importance des déformations des toits de tailles. En effet, rapprochant la formule expérimentale :

$$C_m = 0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4}$$

de la formule établie pour une poutre épaisse, et qu'on peut écrire:

$$\left(\frac{\Delta w}{\Delta x} \right)_I = \frac{16}{9} \frac{qW}{D} \quad ,$$

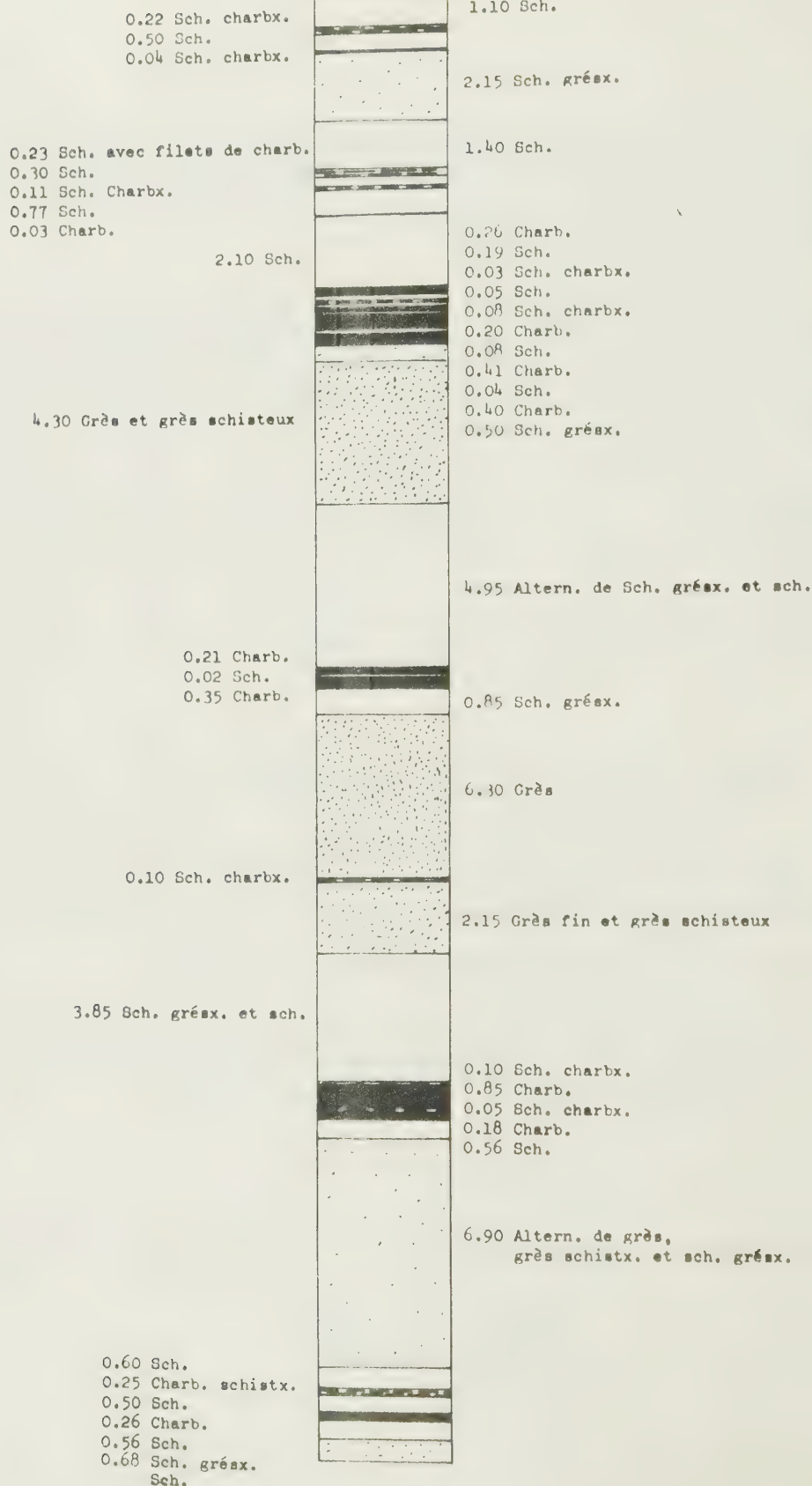


Fig.17 - Coupe stratigraphique des terrains de 10 mètres
au toit de la veine E à 10 mètres au mur de la

où D représente la distance à partir de laquelle le toit repose sur les éboulis du foudroyage, on constate que cette distance D serait par exemple, égale à 40 mètres pour une profondeur de 400 mètres et une ouverture de 1 mètre. Cet ordre de grandeur est cohérent avec les observations que l'on a pu faire dans quelques cas, au fond.

Or, si l'on se reporte à la formule donnant D dans le cas où l'ensemble des terrains constituerait une poutre épaisse :

$$D = \left(\frac{6EH^2 qW}{\omega} \right)^{1/4},$$

et si l'on adopte pour E la valeur 10^6 tonnes/m², qui représente une valeur moyenne du module d'élasticité en compression simple de grès ou de schistes, la distance D, pour la même profondeur et la même ouverture, serait égale à 850 m, soit plus de 20 fois plus grande. Autrement dit, les déformations observées au fond, sont de l'ordre de 20 fois plus grandes que celles qui correspondraient à des terrains élastiques et isotropes.

On explique souvent l'importance des déformations observées en invoquant des décollements de feuillets parallèles à la stratification à l'intérieur du toit. Ceci est justifié par le fait que les roches minières constituant les terrains houillers se présentent sous forme de bancs stratifiés dans une direction bien déterminée (grès, schistes...). La figure 17 représente à titre d'exemple une coupe stratigraphique des terrains au-dessus de veines de charbon; on constate de très nombreuses discontinuités liées à la nature géologique des bancs.

De cette structure, résulte une anisotropie dans les propriétés mécaniques des roches : le plan de jonction entre deux lits quelconques est en effet un plan de discontinuité, le long duquel des glissements relatifs peuvent se produire plus facilement. Sur la photographie (fig. 18), on peut observer l'aspect d'un tel plan entre deux bancs de schistes, lisse comme si la surface était polie.

Monsieur MANDEL (1) a fait le calcul correspondant à l'hypo-

(1) J. MANDEL - "Les calculs en matière de pressions de terrains" Revue de l'Industrie Minérale (janvier 1959). Volume 41, n° 1, p. 90.

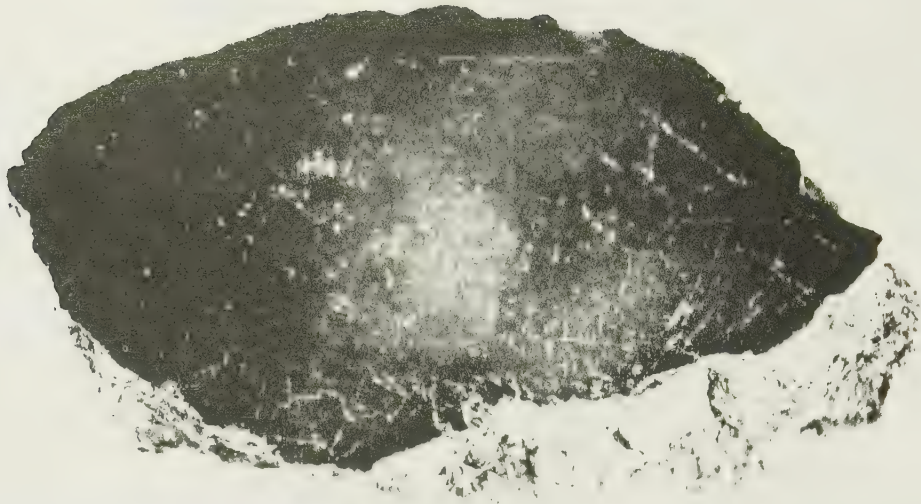


Fig. 18 - Aspect d'une surface de discontinuité entre deux bancs de schistes.

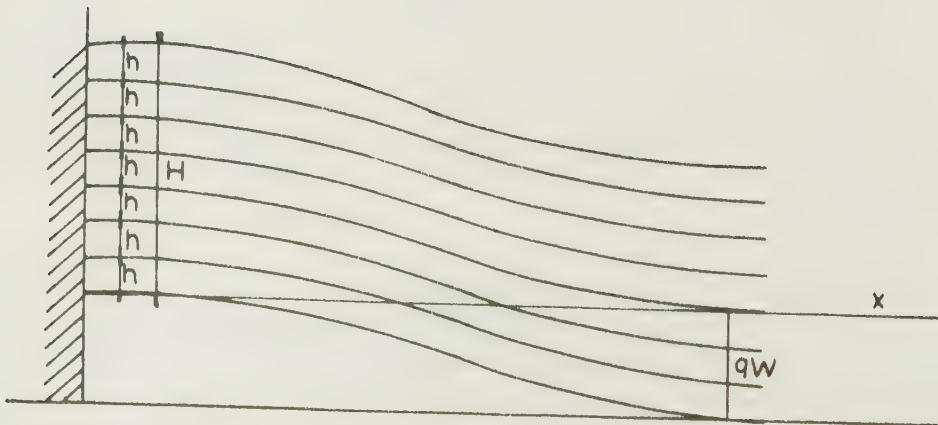


Fig. 19 - Schématisation des terrains au-dessus d'une exploitation par un empilement de feuillets.

thèse d'un feuilletage des terrains sus-jacents. Admettant donc avec cet auteur que le toit est constitué d'un empilement de n feuillets de hauteur h (figure 19) et, pour simplifier, qu'ils glissent les uns sur les autres sans frottement et sans se décoller, leurs inerties s'ajoutent et la distance D du calcul précédent devient :

$$D = (6 E q W)^{1/4} \left(\frac{nh^3}{nh} \right)^{1/4} .$$

Elle est donc indépendante du nombre de feuillets, donc de la profondeur, et par conséquent les déformations :

$$\left(\frac{dw}{dx} \right)_I = \frac{16}{9} \frac{qW}{D}$$

le sont aussi.

Mais on peut penser que (1) : "L'augmentation de la flexibilité est moindre à cause du frottement entre les feuillets... Elle ne se manifeste que lorsque la résistance au cisaillement entre les feuillets est vaincue. Et c'est là la condition qui, théoriquement, fixe la position des surfaces de glissement et le nombre de feuillets (nombre qui, par suite, doit être d'autant plus élevé que la pression est plus élevée)".

Comme par ailleurs le calcul d'une poutre épaisse représente l'autre cas extrême avec un frottement infini, on peut penser qu'un calcul, qui n'a encore jamais été fait et qui tiendrait compte de conditions intermédiaires, aboutirait à une influence de la profondeur entre H^0 et $H^{-1/2}$, c'est-à-dire conforme à l'expérience.

Pour interpréter l'influence de la profondeur sur les convergences en tailles, il apparait donc qu'on peut faire appel à l'hypothèse suivante : les terrains au-dessus d'une exploitation sont cons-

(1) J. MANDEL : "Les calculs en matière de pressions de terrains" Volume 41, n°1 - Revue de l'Industrie Minérale, Janvier 1959, pages 78 à 92 incluse.

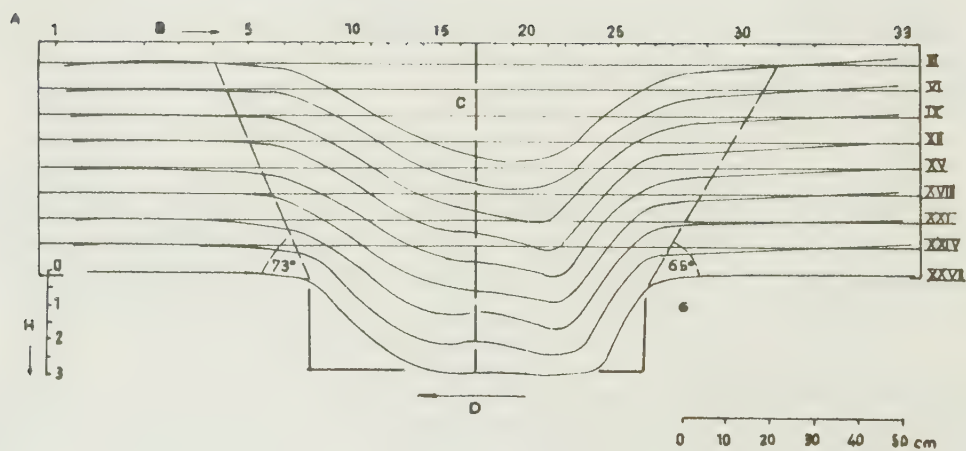


Fig. 20 - Déformations de la maquette d'une taille (d'après H. Hoffmann).

titués d'un empilement de feuillets entre lesquels existent des forces de frottement. Certes, une telle schématisation repose sur une base physique : structure stratifiée des terrains houillers. Il importe néanmoins de la justifier par d'autres mesures. Nous allons montrer qu'elle permet en particulier de rendre compte des différences que l'on peut observer entre les comportements des bancs suivant les niveaux auxquels ils se trouvent au-dessus d'une exploitation et jusqu'à la surface.

LIAISON ENTRE LES AFFAISSEMENTS A DIFFERENTS NIVEAUX AU-DESSUS D'UNE EXPLOITATION

Un problème très mal connu à l'heure actuelle est celui de la liaison entre les affaissements au niveau de l'exploitation et les affaissements en surface ou à des niveaux intermédiaires. Or la schématisation des terrains par des feuillets avec frottements mutuels permet d'aborder au moins qualitativement ce problème; qualitativement, parce que, comme nous l'avons déjà dit, le calcul correspondant n'a pas encore été fait. Par contre, des maquettes en matériaux équivalents construites sur le principe d'un empilement de feuillets avec frottements mutuels, ont été étudiées.

Le Professeur H. HOFFMANN en Allemagne, par exemple, a élaboré une telle maquette à l'échelle 1/1200. Le matériau de la maquette est une matière plastique spumeuse, le moltoprène, dont le poids spécifique est de $0,03 \text{ g/cm}^3$ et le module d'élasticité est de 877 g/cm^2 . La maquette se compose de 27 plaques de moltoprène de 2 cm d'épaisseur, placées les unes sur les autres, entre lesquelles des bandes de papier sont intercalées de façon à obtenir un coefficient de frottement qui ne soit pas trop élevé. Le coefficient obtenu est égal à 0,31 pour le frottement d'adhérence et 0,25 pour le frottement de glissement.

La figure 20 représente les cuvettes d'affaissement obtenues par l'auteur après un avancement équivalent à 600 mètres du front de taille et pour une ouverture exploitée équivalente à 3,60 mètres. On observe une différence assez nette entre les comportements

des différents feuillets. On remarque en particulier que la pente maximum de la déformée du feuillet le plus profond est plus grande que celle du feuillet en surface. Cette différence existe dans la réalité. C'est ce que nous avons pu montrer grâce à trois expériences qui se complètent mutuellement et que nous allons présenter maintenant.

La première expérience nous a permis de comparer les affaissements observés au niveau d'une exploitation et en surface.

La figure 21 représente le plan d'implantation de stations de mesures de convergences que nous avons installées dans une voie de taille double-unit; ces mesures ont déjà été décrites page 45, et nous avons montré que les convergences peuvent être considérées comme représentatives des déformations du toit au-dessus de l'exploitation.

A l'aplomb du tronçon de voie étudié ont été implantés en surface des points de nivellement : ceci permettait de suivre simultanément les affaissements, au fond et en surface, au fur et à mesure de l'avancement du front de taille. L'exploitation était située à une profondeur de 150 mètres. L'ouverture variait dans la zone étudiée de 1,90 mètre à 2,20 mètres, soit 2,05 mètres en moyenne. L'arrière-taille était traitée par remblayage pneumatique.

La figure 22 représente les affaissements moyens obtenus pour les différents points de mesure au fond et en surface, en fonction de la distance de la taille à chacun de ces points : cette distance est comptée négativement lorsque le front de taille est en avant du point étudié, positivement lorsqu'il l'a dépassé.

On constate que les vitesses d'affaissement sont beaucoup plus importantes au fond qu'en surface. Ceci correspond bien à ce que l'on observait sur la maquette figure 20, mais les différences sont encore plus accusées. Les pentes à l'inflexion au fond et en surface, indiquées sur la figure 22, sont en effet égales à 55.10^{-3} et 8.10^{-3} , c'est-à-dire à peu près dans le rapport de 1 à 7.

Notons que la valeur observée au fond correspond exactement

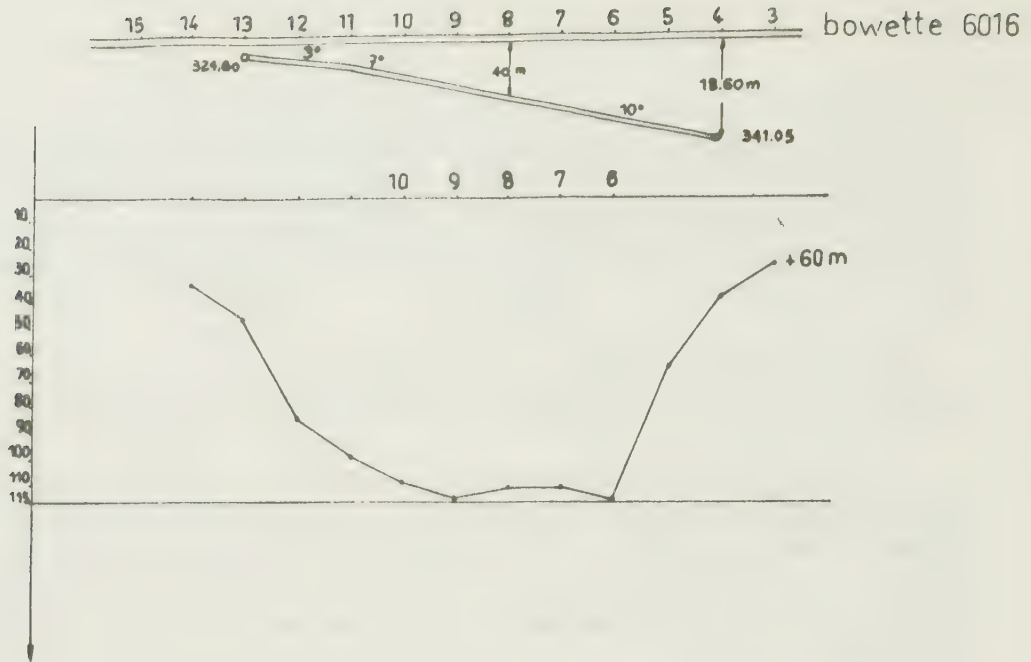


Fig. 23 - Affaissement en stade final d'une bowette sus-jacente à une exploitation.

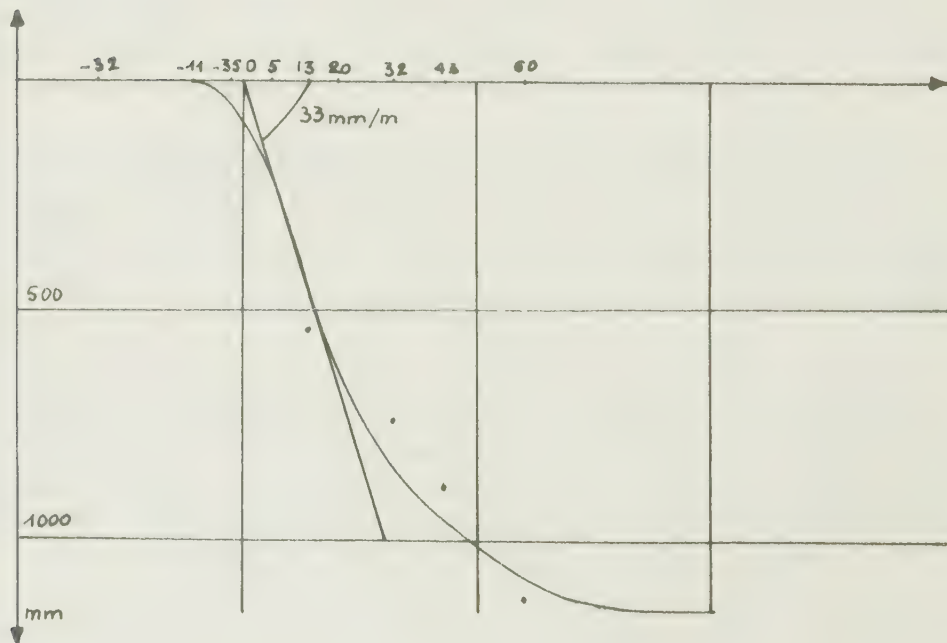


Fig. 24 - Courbe d'affaissement moyenne de 4 points en fonction de la position du front de taille.

à celle que l'on obtiendrait en utilisant la formule que nous avons établie :

$$C_m = 0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4},$$

en choisissant pour q la valeur 0,47, quotient de l'affaissement en stade final (0,98 mètre) à l'ouverture moyenne (2,05 mètres). (1)

D'autre part, les études des affaissements de surface ont montré que la pente à l'inflexion des courbes d'affaissement est approximativement égale à $1,2 \frac{qW}{H}$ (2). La valeur que l'on obtient par cette formule en choisissant encore q égal à 0,47 est exactement celle que l'on observe : 8.10^{-3} .

La seconde expérience a consisté à déterminer les affaissements à des niveaux intermédiaires. Nous avons pour cela effectué des nivellements dans des bowettes sus-jacentes à des tailles : on constate que les pentes maximales des courbes d'affaissements, sont intermédiaires entre celles que l'on obtiendrait en surface et celles que l'on obtiendrait au fond. A titre d'exemple, la figure 23 représente la position d'une bowette (6016 à Béthune) par rapport à une taille sous-jacente, et la cuvette d'affaissement obtenue, où l'on remarque que 4 points sont en affaissements surcritique.

La figure 24 représente les mouvements absolus moyens de ces quatre points de la bowette, en fonction de la distance de la taille à la verticale de ces points. Compte tenu de l'ouverture de la taille qui est foudroyée et de sa profondeur ($W = 1,15$; $H = 330$) les pentes à l'inflexion seraient respectivement en surface et au fond 6.10^{-3} et 52.10^{-3} . La pente observée, approximativement égale à 33 mm/m, est intermédiaire entre ces deux valeurs. No-

(1) Cette valeur est à rapprocher de celle admise pour les affaissements de surface dans le cas d'un remblayage pneumatique et qui est comprise entre 0,40 et 0,50 suivant la qualité du remblai.

(2) La pente de la cuvette d'affaissement en stade final est égale, elle, approximativement à $2 \frac{qW}{H}$.

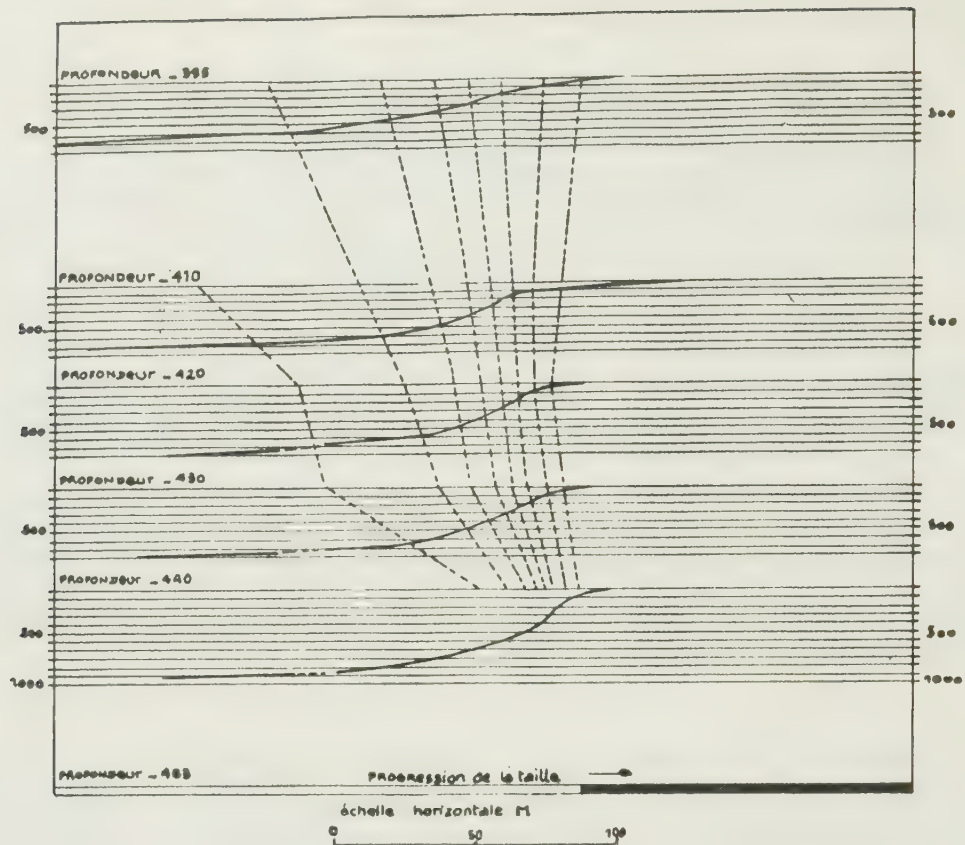


Fig. 25 - Affaissement à différents niveaux au-dessus d'une taille

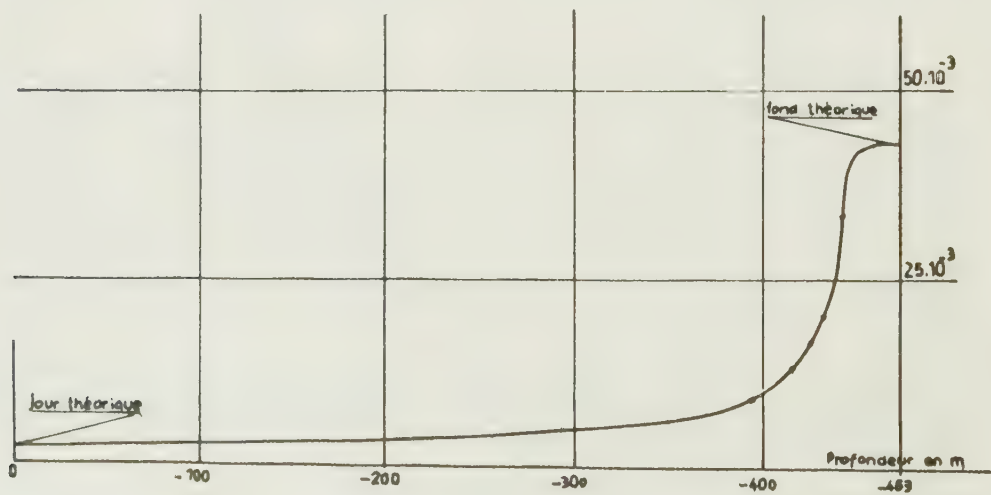


Fig. 26 - Valeurs des pentes à l'inflexion des courbes d'affaissements à différents niveaux au-dessus d'une exploitation.

tons que l'affaissement en stade final correspond à une valeur de q très voisine de 1.

Une troisième expérience fournit, dans un cas, des résultats plus complets. Elle a été réalisée en Angleterre, par le Professeur POTTS, qui a pu mesurer les affaissements à différents niveaux au-dessus d'une exploitation. Les résultats de ses mesures sont résumés sur la figure 25 (1).

Nous avons calculé les pentes aux inflexions des courbes d'affaissements aux différents niveaux. La figure 26 représente les valeurs de ces pentes en fonction de la profondeur; les points théoriques correspondant au fond et à la surface, calculés par les formules $0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4}$ et $1,2 \frac{qW}{H}$, ont également été portés. La courbe obtenue met bien en évidence les différences de comportement des bancs suivant leur niveau au-dessus d'une exploitation.

La schématisation des terrains par bancs différenciés avec frottements mutuels éclaire toutes ces constatations. A cause des frottements entre bancs, à cause aussi des différences de raideur des bancs, il se produit entre eux des décollements : ces décollements ont pu être mis en évidence dans quelques cas par certains auteurs qui les ont appelés "beds separations". Par suite, chaque banc entre en contact avec le banc inférieur, en un point qui est d'autant plus éloigné du front de taille que le banc est plus haut par rapport au niveau de la veine exploitée. Ceci explique, que pour des affaissements égaux en stade final, les courbes d'affaissements soient beaucoup plus "raides" au fond qu'en surface ou à des niveaux intermédiaires.

On peut aussi noter, que dans ces conditions, la remise en compression des terrains, au-dessus des vieux travaux, se fait de façon

(1) POTTS E. L. J. "Etudes courantes sur la mécanique des roches et le contrôle des terrains. 4ème Conférence Internationale sur le contrôle des terrains et la mécanique des roches (New-York).

progressive : on comprend alors que jamais les mesures de pression, qui ont pu être effectuées dans les remblais, n'aient mis en évidence une "culée arrière" importante (1).

CONCLUSION

Faisons le point des modifications successives apportées à nos hypothèses sur le comportement des terrains sus-jacents à une taille. Nous sommes partis d'un modèle qui correspondait à l'idée intuitive très fréquemment admise : plus la profondeur est grande, plus la pression des terrains est élevée, et plus les déformations sont importantes. Pour cela, nous avons supposé que le toit de la taille était continu et surplombé de terrains à comportement plastique ; on aboutissait ainsi à une influence de la profondeur H sur les déformations de la forme $H^{1/4}$.

Constatant qu'en fait, les convergences mesurées en tailles décroissent lorsque la profondeur augmente, nous avons envisagé une autre hypothèse, à priori aussi logique que la précédente. Elle consistait à admettre un comportement élastique et isotrope des terrains sus-jacents, d'où une influence de la profondeur en $H^{-1/2}$.

Or, expérimentalement, nous avons trouvé une influence de la profondeur sur les convergences en tailles en $H^{-1/4}$. Nous avons alors été conduits à une troisième hypothèse : celle d'une structure anisotrope des terrains, considérés comme formés d'un empilement de feuillets parallèles à la stratification. Dans le cas simple où l'on admet ces feuillets sans frottements mutuels, on aboutit à des déformations indépendantes de la profondeur ; en tenant compte des frottements, on devrait aboutir à une influence comprise entre H^0 et $H^{-1/2}$.

(1) On appelle ainsi une zone de surpression dont l'existence a été postulée par certains auteurs, mais qu'à dire vrai, aucune mesure de déformation n'a permis de confirmer.

Il importe de noter que dans un tel calcul, dont on conçoit facilement la complexité, devraient intervenir la répartition des hauteurs des feuillets aux différents niveaux au-dessus de l'exploitation, les caractéristiques mécaniques des roches constituant chacun des feuillets, les coefficients de frottement entre feuillets ... etc... Le fait qu'expérimentalement, on trouve une influence de la profondeur en $H^{-1/4}$, quels que soient les gisements étudiés, (Nord-Pas de Calais, Lorraine, Aquitaine et même Ruhr, Angleterre ou Silésie) nous semble montrer que, contrairement à ce que l'on croit généralement, ou bien les conditions de ces gisements varient peu, ou bien les différences entre gisements ont peu d'influence. Nous aurons l'occasion de faire la même remarque au sujet de bien d'autres phénomènes.

La schématisation des terrains par feuillets, soumis à des forces de frottement, permet aussi d'interpréter le comportement des terrains, à différents niveaux au-dessus d'une exploitation. Les maquettes, en matériaux équivalents, réalisées sur le principe d'un empilement de feuillets avec frottements mutuels, mettent en effet en évidence des différences entre les courbes d'affaissements de chacun des feuillets : ces différences sont dues aux efforts de frottement entre feuillets. On les observe également dans la réalité, entre les courbes d'affaissements observées au niveau d'une exploitation et à des niveaux intermédiaires jusqu'à la surface.

En dehors de ces premières conclusions, soulignons que la formule statistique :

$$C_m = 0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4},$$

à laquelle nous aboutissons, présente un grand intérêt pratique. En effet, elle permet d'effectuer des prévisions de convergences dans n'importe quelle taille à partir des éléments suivants :

- ouverture moyenne exploitée W ,
- mode de traitement de l'arrière-taille défini par un coefficient q dont les valeurs sont voisines de celles du coefficient de remblay-

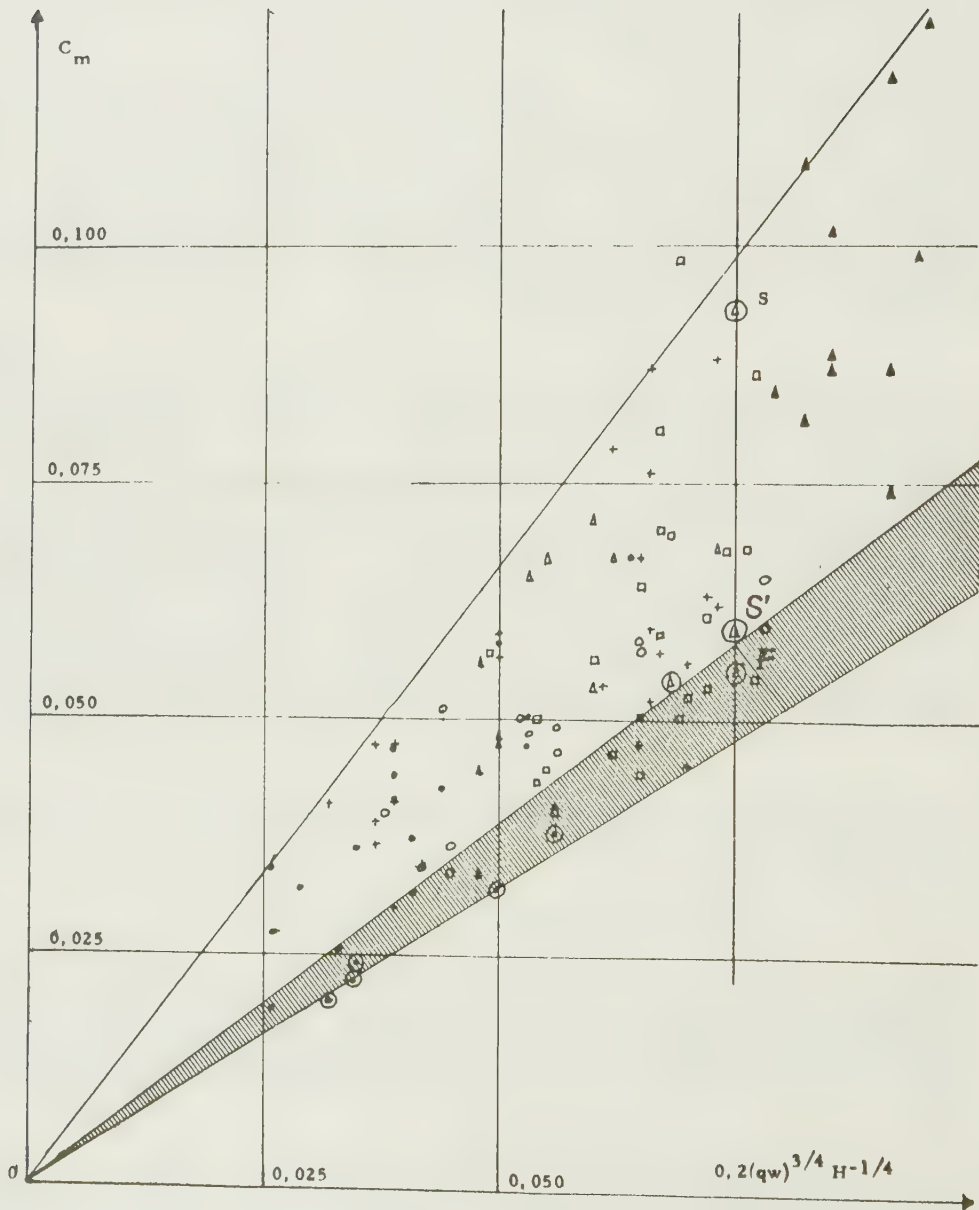


Fig. 27 - Convergences observées C_m en fonction des convergences théoriques $0,2(q_w)^{3/4}H^{-1/4}$.

age utilisé pour les affaissements de surface,

- profondeur H de l'exploitation.

Le fait de pouvoir ainsi prévoir à priori la valeur de la convergence moyenne que l'on devrait observer dans une taille peut être extrêmement intéressant.

En premier lieu, la comparaison entre les convergences réelles et les convergences calculées peut permettre de "tester" l'intérêt de telle ou telle modification apportée à la méthode d'exploitation. La figure 27 représente, pour les 113 tailles foudroyées étudiées, les valeurs des convergences moyennes effectivement observées, en fonction des convergences calculées par la formule précédente. On constate que les points les plus bas, que nous avons entourés, correspondent à 6 tailles équipées de soutènement hydraulique, et ce sont les seules parmi les tailles françaises étudiées. Les convergences sont donc diminuées par l'introduction d'un soutènement hydraulique. (1).

Une telle comparaison, d'autre part, peut permettre, en cas de difficultés particulières rencontrées dans une taille, de faciliter le diagnostic, les observations visuelles étant certes indispensables, mais souvent très subjectives dans les chantiers miniers. Elle constituera une base solide pour rechercher successivement la cause réelle des difficultés, puis les moyens d'y remédier. Ainsi dans une taille de Lorraine, la mesure des convergences a permis de distinguer deux zones : dans l'une, en pied de taille, la convergence moyenne correspondait au point noté S sur la figure 27, dans l'autre elle correspondait au point F. On a pu établir que cette différence provenait de la nature des soutènements installés dans chacune de ces zones. Toute la taille était équipée d'étauçons hydrauliques, mais ceux du pied de taille étaient d'une fabrication différente. On a été ainsi amené à remonter au jour ces derniers étauçons. On y a vérifié le tarage des soupapes qui était de 12 tonnes environ, et on l'a porté à 24 tonnes. D'autre part, la sur-

(1) Un paragraphe du chapitre IV sera consacré à l'influence des caractéristiques du soutènement sur les convergences en tailles.

face des pieds a été très nettement augmentée. Remis en service au fond, ces étauçons ont donné une convergence correspondant au point marqué S' sur la figure 27. La position de ce point, par rapport à la plage correspondant au soutènement hydraulique, montre qu'on s'est ainsi beaucoup rapproché des conditions de fonctionnement optimales du soutènement.

Enfin, le fait de pouvoir prévoir dans des conditions normales (c'est-à-dire en dehors de zones accidentées, d'influences d'exploitations voisines ou bien de comportement anormal du soutènement) quel sera le mouvement auquel le mineur devra "s'adapter", présente pour la mécanisation des longues tailles un intérêt sur lequel il n'est pas besoin d'insister.

Chapitre 2

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC UN COMPORTEMENT ELASTIQUE DES MASSIFS EN PLACE.

Le chapitre précédent a été consacré à l'étude du comportement des bancs au-dessus d'une exploitation. Ces bancs trouvent un appui sur les remblais ou les éboulis du foudroyage mais aussi sur le charbon en place, dont nous nous proposons, dans ce chapitre, d'étudier le comportement. Cette étude est importante parce que les déformations au voisinage d'une exploitation sont liées à la forme et à la nature des appuis constitués par les massifs.

ROLE DES MASSIFS EN PLACE

Nous avons déjà fait intervenir ce rôle d'appui des massifs pour interpréter ce que nous avons appelé "l'effet de bord". Rappelons que, dans une taille, les déformations ne peuvent être considérées comme planes qu'à une certaine distance de ses extrémités; c'est que les bancs trouvent un appui sur le charbon en place le long des voies.

Un tel rôle a pu aussi être mis en évidence à partir des mesures que nous avons réalisées dans de très nombreuses galeries en couches. C'est ainsi que nous avons étudié près de cinquante voies soumises à l'influence de la taille qu'elles desservent (1). Nous

(1) Ces mesures ont eu comme objectif principal la détermination de lois statistiques permettant d'effectuer des prévisions des déformations subies par une voie de chantier, sous l'influence de la taille qu'elle dessert; cette question est d'une grande importance pour la conduite d'une exploitation. De telles lois ont été trouvées mais nous n'en ferons pas état dans le cadre de cette étude que nous avons volontairement limitée au cas des déformations planes.

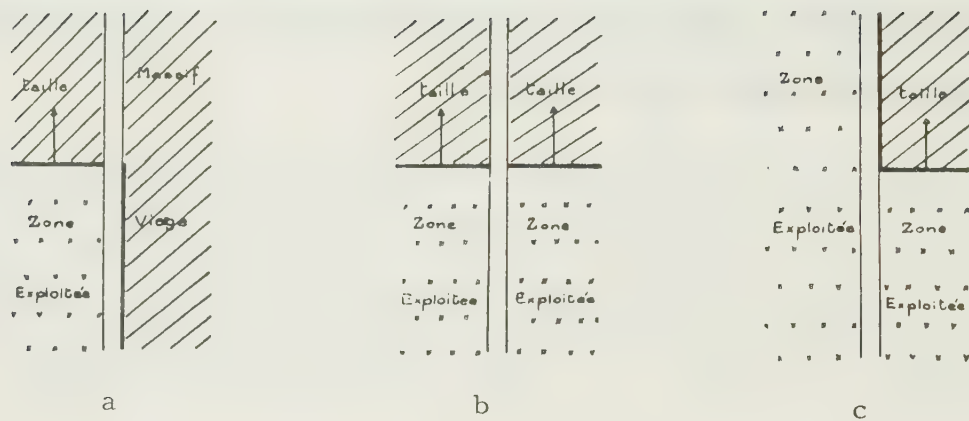


Fig. 28 - Classification des voies de taille.

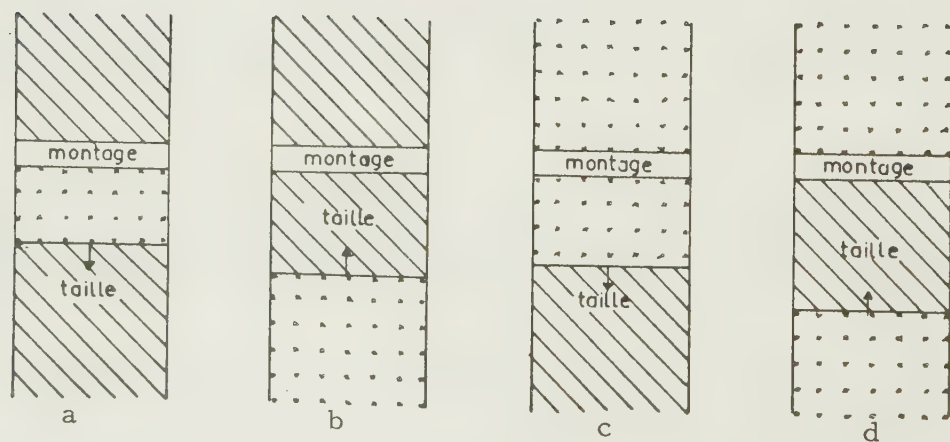


Fig. 29 - Classification des montages.

avons tracé les courbes de convergence des différents doublets installés dans ces voies, en fonction de la position du front de taille. Si la voie a été creusée suffisamment longtemps avant le passage de la taille, les courbes ont toujours une forme en S : les mouvements commencent lentement, croissent régulièrement pour devenir très rapides lorsque le front de taille se trouve au voisinage de l'aplomb du doublet étudié, puis la courbe s'amortit. Mais la comparaison des formes des courbes observées dans les différents chantiers nous a conduit à distinguer trois cas :

- a. voies influencées par un premier passage de taille,
- b. voies de tailles double-unit,
- c. voies influencées par un second passage de taille.

Chacun de ces cas est schématisé sur la figure 28. Il est caractérisé par une certaine forme des courbes de convergences : les différences proviennent essentiellement de la répartition des mouvements entre les phases "avant passage" et "après passage" du front de taille par rapport au doublet étudié.

De la même façon, des mesures effectuées dans une vingtaine de montages nous ont amené à distinguer, suivant les formes des courbes observées, les quatre cas schématisés sur la figure 29 :

- a. montages influencés par une première taille chassante,
- b. montages influencés par une première taille rabattante,
- c. montages influencés par une deuxième taille chassante,
- d. montages influencés par une deuxième taille rabattante.

Nous avons alors constaté que ce qui différencie tous ces cas, aussi bien voies que montages, c'est la géométrie de l'exploitation, c'est-à-dire la forme des massifs vierges par rapport aux chantiers étudiés : ces massifs sont hachurés sur les figures 28 et 29. Le charbon en place a donc un rôle important : il constitue un appui pour les bancs sus-jacents à l'exploitation, appui plus ou moins résistant suivant la forme et la surface des massifs bordant l'exploitation.

infé bars

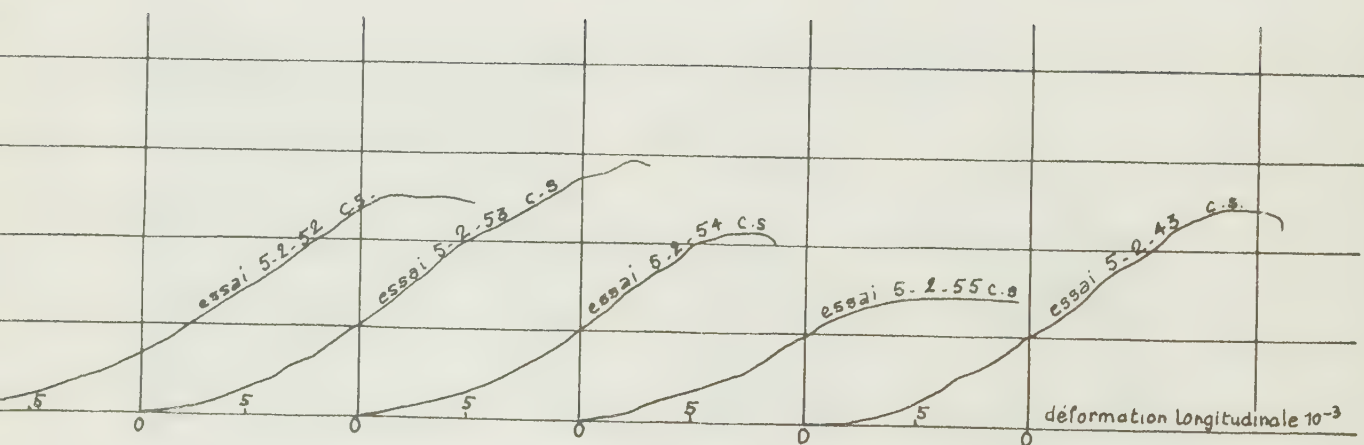


Fig. 30 - Courbes contraintes-déformations d'éprouvettes de charbon en compression simple.

Il faut noter que nous avons déjà tenu compte dans le chapitre précédent, du rôle joué par le massif en avant d'un front de taille: nous avons admis, en première approximation, que les bancs étaient encastrés à une certaine distance en avant du front. Cela revenait à remplacer, dans un plan perpendiculaire au front, le rôle du massif par une réaction concentrée en un point et un moment en ce point.

Nous plaçant encore dans le cas de déformations planes, l'objectif de ce deuxième chapitre va être, d'une part d'améliorer cette schématisation en précisant le rôle du massif en place, c'est-à-dire la répartition des réactions et des moments qu'il exerce sur les bancs du toit, d'autre part d'étudier le comportement du charbon dans ce massif. Nous montrerons qu'on peut admettre que le massif se comporte comme un support élastique, mais qu'interviennent aussi des phénomènes de fissuration.

A. Comportement élastique des massifs en place.

Un modèle absolument classique consiste à assimiler le massif à un support élastique de WINKLER. On admet que le massif exerce sur le toit une réaction élastique, d'intensité proportionnelle au déplacement vertical w de son point d'application.

Cela suppose que le charbon se comporte comme un corps élastique, et à élasticité linéaire. A partir des résultats d'essais effectués en laboratoire, nous examinerons dans quelle mesure un tel comportement est admissible.

Puis, nous effectuerons, dans le cas de déformations planes, le calcul correspondant à l'hypothèse de Winkler et nous rapprocherons certains résultats du calcul, des résultats d'expériences, qui ont été menées précisément en vue d'une telle confrontation.

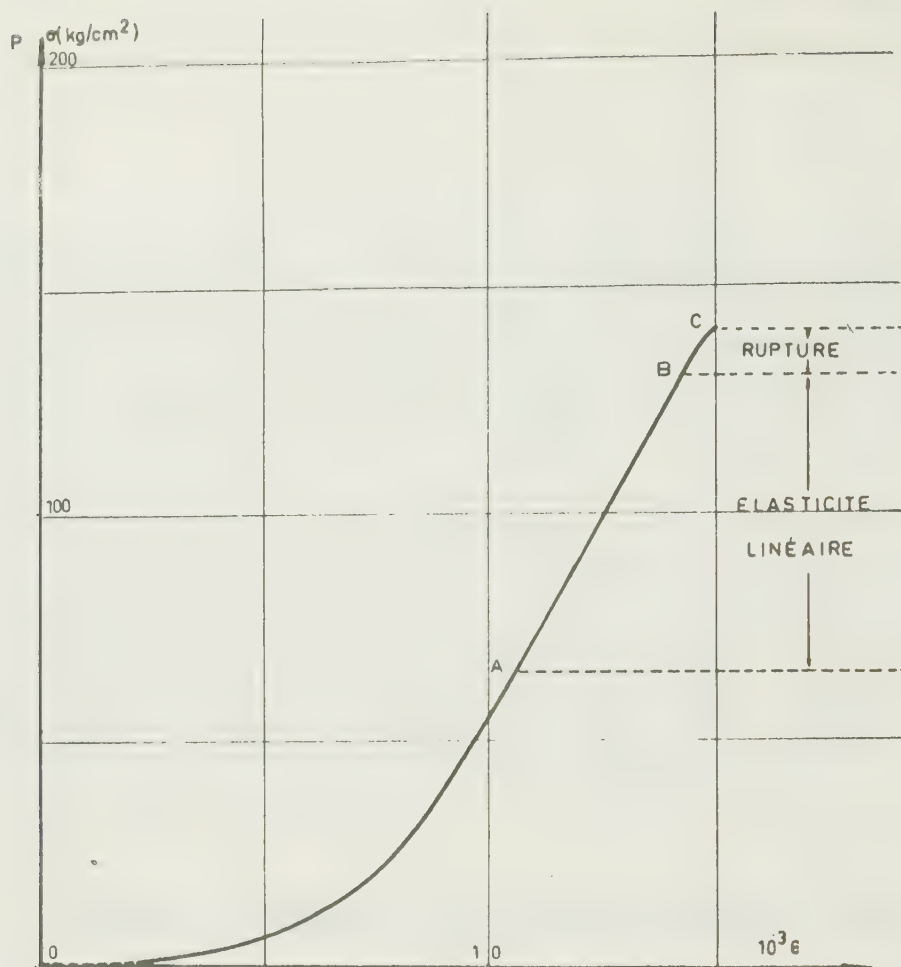


Fig. 31 - Allure des courbes contraintes-déformations en compression simple.

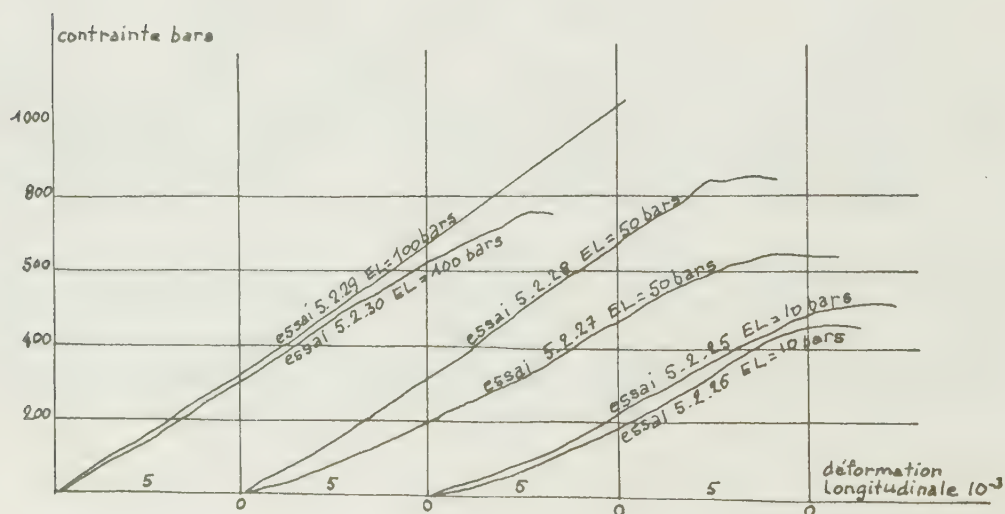


Fig. 32 - Courbes contraintes axiales-déformations d'éprouvettes de charbon en étreinte latérale.

MESURES EN LABORATOIRE DES PROPRIETES MECANIQUES DU CHARBON

Nous avons effectué de très nombreux essais en compression simple, perpendiculairement à la stratification, d'éprouvettes cylindriques d'élancement 1, prélevées dans des blocs de charbon issus de différents chantiers. Ces blocs sont prélevés lors du creusement des voies, à front de l'avancement, ceci pour éviter que le charbon n'ait subi l'influence d'une exploitation. La forme des courbes contraintes-déformations présente la même allure (fig. 30) pour toutes les éprouvettes de tous les chantiers étudiés. Elle révèle, en particulier, que les coefficients d'élasticité $\frac{d\sigma}{d\epsilon}$ ne sont en aucune manière constants et qu'ils varient avec la charge. Cependant, lorsque la charge est suffisamment élevée, et pratiquement pour des contraintes supérieures à 50 bars, on observe une phase caractérisée par une élasticité linéaire (fig. 31), jusqu'à la rupture.

En fait, on peut penser que le charbon dans le massif se trouve en état de contrainte triaxiale. Des essais de compression d'éprouvettes en étreinte latérale (fig. 32) font apparaître que la phase non linéaire est alors très réduite et même presque inexistante pour des contraintes latérales de l'ordre de 50 à 100 bars.

Il semble donc bien que l'on puisse admettre un comportement du charbon en place caractérisé par une élasticité linéaire. En effet, même si, à cause des fissures orogéniques, les contraintes horizontales sont très faibles, la contrainte verticale est certainement supérieure à 50 bars si la profondeur de la veine est supérieure à 250 mètres, ce qui est à peu près général pour tous les chantiers que nous avons étudiés.

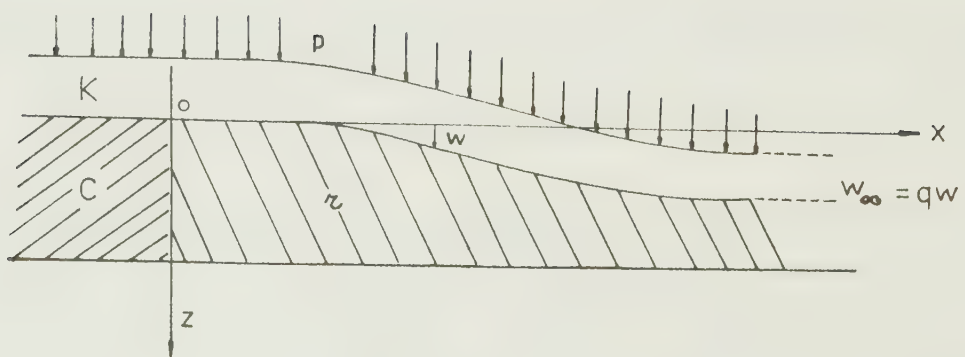


Fig. 33 - Schématisation du toit par une poutre mince sur appui élastique.

DEFORMATIONS DU MASSIF DANS L'HYPOTHESE DE WINKLER

Dans le chapitre précédent, les terrains, au-dessus d'une taille, ont été schématisés par un empilement de feuillets ou strates considérés comme des poutres ou dalles, plus ou moins indépendantes mais bien différenciées, reposant en arrière du front de taille, sur les remblais ou les éboulis du foudroyage. Au lieu de schématiser le rôle du massif par un encastrement, nous admettrons ici que les terrains sont supportés en avant du front de taille par le charbon en place, assimilé à un support élastique de Winkler.

Si nous désignons par K la raideur de l'ensemble des feuillets et P leur poids unitaire (1), nous pouvons nous ramener au calcul d'une poutre élastique de raideur K et de poids unitaire P reposant sur appuis élastiques, telle qu'elle est schématisée sur la figure 33. Soient alors :

- w le fléchissement du toit à la distance x de l'arête de la veine,
- w_0 le fléchissement du toit au-dessus de l'arête de la veine, c'est-à-dire pour $x = 0$,
- c la résistance élastique de la veine,
- r la résistance élastique du remblai.

L'équation différentielle du fléchissement du toit est la suivante (2):
au-dessus de la veine ($x \leq 0$) :

$$K \frac{d^4 w}{dx^4} = -cw ,$$

(1) Dans le cas de n feuillets de hauteur h , sans frottements mutuels, on a :

$$K = n E \frac{h^3}{12} \quad \text{et} \quad P = nh .$$

(2) S. Timoshenko. Résistance des matériaux. 2ème partie.

au-dessus du remblai ($x \geq 0$) :

$$K \frac{d^4 w}{dx^4} = p - r (w - w_0) .$$

Désignant par ρ et γ les quantités :

$$\rho = \left(\frac{r}{4K} \right)^{1/2} \quad \text{et} \quad \gamma = \left(\frac{c}{4K} \right)^{1/2} ,$$

l'équation de la déformée s'écrit :

pour $x \leq 0$:

$$w = e^{\gamma x} (A \cos \gamma x + B \sin \gamma x) ,$$

pour $x \geq 0$:

$$w = w_0 + \frac{p}{r} - e^{-\rho x} (C \cos \rho x + D \sin \rho x) .$$

Les coefficients A, B, C, D sont déterminés à partir des conditions de continuité de w, w' , de l'effort tranchant et du moment fléchissant au voisinage de $x = 0$; on trouve :

$$A = \frac{\rho^2}{\gamma^2} \frac{p}{r} , \quad B = \frac{\rho^2}{\gamma^2} \frac{\gamma - \rho}{\gamma + \rho} \frac{p}{r} ,$$

$$C = \frac{p}{r} , \quad D = \frac{\gamma - \rho}{\gamma + \rho} \frac{p}{r} .$$

S'attachant à l'équation de la déformée, en avant du front de taille, on constate qu'elle définit une déformation sinusoidale amortie dont la pseudo-période est égale à $\frac{2\pi}{\gamma}$. Nous allons montrer qu'une telle périodicité des mouvements peut être mise en évidence in situ.

D'autre part, la déformation w_0 , à l'arête de la veine, s'écrit :

$$w_0 = \frac{\rho^2}{\gamma^2} \frac{p}{r} = \frac{1}{\sqrt{c}} \frac{p}{\sqrt{r}} .$$

En supposant nulle dans la couche exploitée la contrainte horizontale n_x , la résistance élastique c de la veine est donnée par la quantité :

$$c = \frac{Ec}{1 - \sigma_c} \frac{1}{W} ,$$

où Ec et σ_c désignent respectivement le module élastique et le coefficient de Poisson du charbon, et W la puissance de la couche. Par conséquent, la déformation à l'arête de la veine est liée au module du charbon : elle est inversement proportionnelle à $\sqrt{Ec}$. Des mesures in situ vont nous permettre de vérifier cette relation.

PERIODICITE DES DEFORMATIONS EN AVANT DU FRONT DE TAILLE

Le calcul précédent aboutit à des mouvements périodiques amortis au-dessus du massif. Plusieurs chercheurs auraient mis en évidence une telle périodicité, appelée "onde de Weber"; mais ce résultat est controversé. D'après certains auteurs, il semble bien qu'on ne puisse l'observer que dans des cas très rares, où le charbon a un module élastique beaucoup plus faible que celui des épontes, mais une résistance suffisamment grande.

Une autre raison nous semble tenir à l'expérimentation elle-même. En effet, les mesures de déformations, permettant de mettre en évidence une périodicité au-dessus du massif, ne peuvent être réalisées que dans des voies. Or, les phénomènes, tels que la périodicité, liés à la flexion des bancs sus-jacents, peuvent y être masqués par les phénomènes de rupture et d'expansion au voisinage du vide créé par la voie. S'il s'agit d'une voie influencée par un premier passage de taille, leurs effets peuvent aussi se trouver atténués à cause de la proximité du massif en place le long de la voie, de la présence d'un épi de remblai et du soutènement de la voie.

Une expérience, réalisée dans une telle voie (H. B. L. La Houve E Médian S. E. 395), nous a néanmoins permis de mettre en évi-

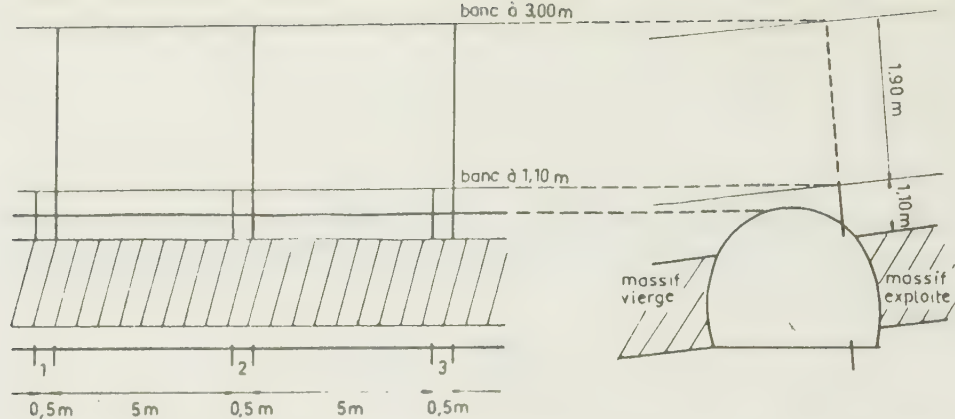


Fig. 34 - Mesure des déplacements absolus de différents bancs du toit d'une voie.

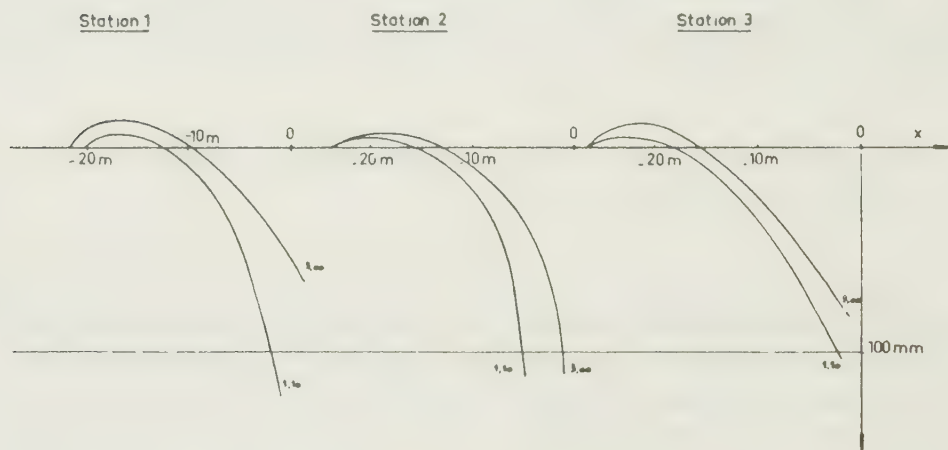


Fig. 35 - Mouvements absolus du toit en fonction de la distance du front de taille.

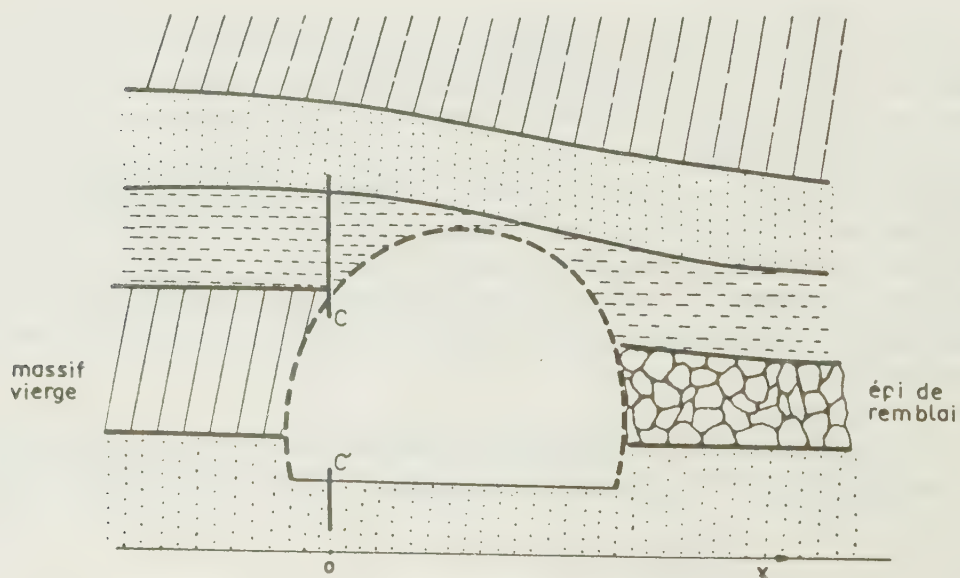


Fig. 36 - Schématisation de la section transversale d'une voie de taille.

dence, sinon une périodicité des mouvements verticaux du toit, du moins une remontée du toit en avant du front de taille. La voie a été creusée à l'avance, trente à quarante mètres environ en avant de la taille. Des broches de longueurs différentes (boulons d'ancrage) ont été ancrées dans le toit, comme le représente la figure 34, et elles ont été nivelées; on a pu ainsi déterminer les déplacements absolus de différents bancs du toit. La figure 35 représente les déplacements verticaux de ces différents bancs, en fonction de la position du front de taille. On observe une expansion importante entre les bancs. Elle atténue, pour les bancs superficiels, la remontée du toit que l'on peut observer plus nettement sur les courbes relatives aux bancs supérieurs. Pour ceux-ci, elle atteint 10 à 15 mm. Ainsi, si nous nous étions contenté de broches ancrées superficiellement, le phénomène de remontée du toit ne serait pratiquement pas apparu; cela explique d'après nous les controverses que nous évoquions plus haut.

INFLUENCE DE LA RESISTANCE ELASTIQUE DU CHARBON SUR LES DEFORMATIONS D'UN MASSIF

Une seconde expérience nous a permis de confirmer le rôle des caractéristiques élastiques du charbon en place, et même de l'apprécier quantitativement. Rappelons que le calcul précédent conduit à une déformation à l'arête de la veine inversement proportionnelle à $\sqrt{E_c}$. Pour vérifier expérimentalement cette relation, une difficulté se posait. Il est clair, en effet, qu'on ne peut pas mesurer les déformations à l'arête d'un front en progression, puisque le point origine des déformations ne peut être atteint dans le massif. Partant de là, l'expérience que nous avons réalisée a reposé sur l'idée suivante.

Considérons la coupe verticale des terrains, perpendiculairement à une voie influencée par un premier passage de taille. Lorsque le front de taille a dépassé la section étudiée, les bancs supérieurs du toit de la voie se présentent comme le schématise la figure 36, si l'on fait abstraction des expansions et des ruptures au voisinage immédiat du vide de la voie, que nous avons déjà men-

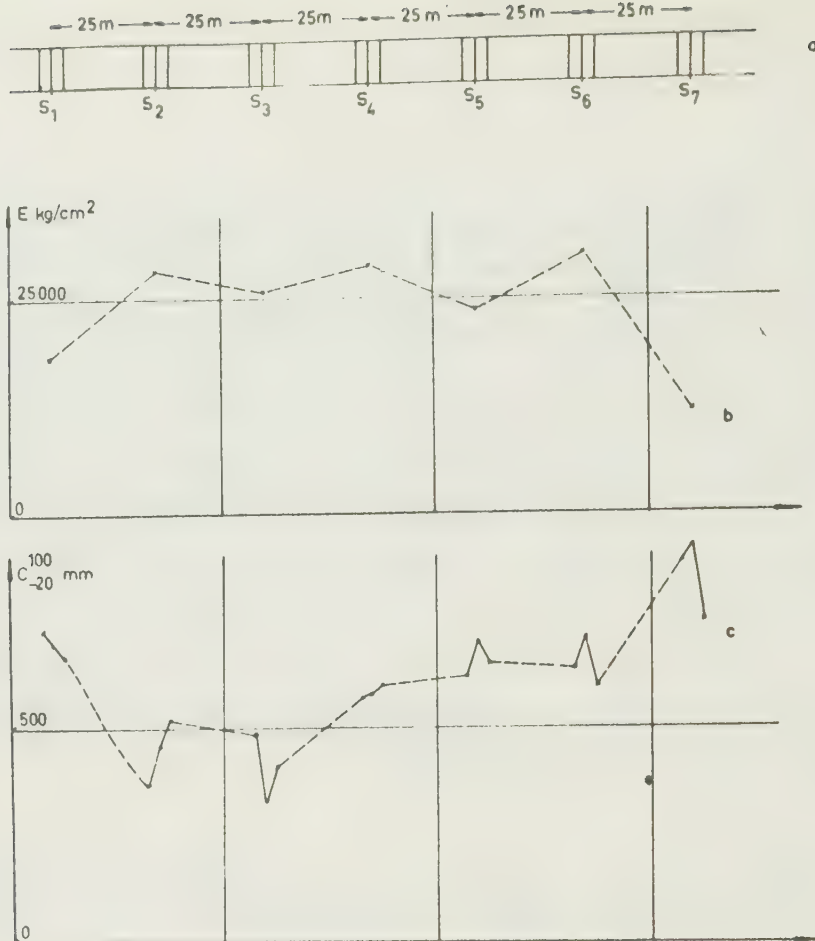


Fig. 37 - Variations des modules moyens et des convergences C_{-10}^{100} le long d'une voie.

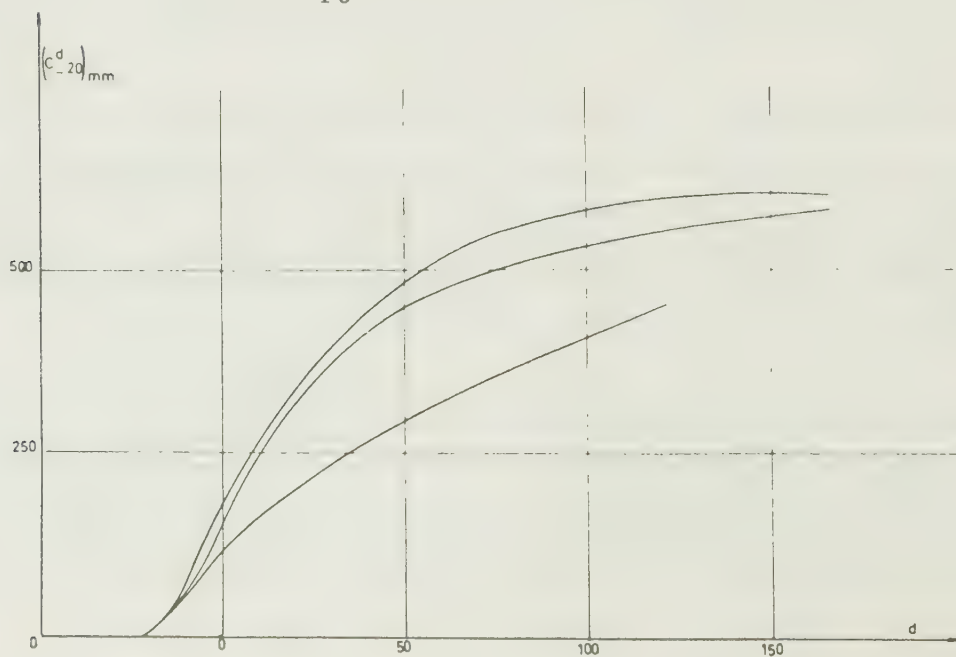


Fig. 38 - Convergence de doublets CC' en fonction de la distance du front de taille.

tionnées. Si le front de taille est très éloigné, on peut admettre que l'on se trouve alors dans le cas de déformations planes, et assimiler la convergence subie par le doublet de mesure CC' , posé contre le parement, à la déformation w , du calcul précédent, au-dessus de l'arête de la veine (1).

L'expérience a consisté, ayant choisi une voie (H.B.L. La Houve, ENE 600) où la puissance de la couche était la plus régulière possible, à mesurer, en différents points répartis tous les 25 mètres environ le long de la voie, les convergences CC' et les modules d'élasticité E_c du charbon, et à chercher s'il existait une liaison entre ces deux grandeurs.

Pour déterminer le module d'élasticité en un point du massif, nous avons procédé de la façon suivante. Lors du creusement de la voie, un bloc de charbon a été prélevé en chaque point (fig. 37a). Des éprouvettes cylindriques, d'élancement 1, ont été découpées dans ce bloc; elles ont été soumises à des essais en compression simple, et on a retenu le module correspondant à la phase d'élasticité linéaire. Mais, les modules des éprouvettes d'un même bloc étant très dispersés, nous avons été amenés à définir un module moyen pour caractériser le charbon d'un bloc. Pour obtenir, compte tenu de la dispersion, une précision suffisante, nous avons décidé de calculer cette moyenne sur une dizaine d'éprouvettes : sa précision est alors de 2 tonnes/cm². Les variations, le long de la voie, des modules moyens ainsi déterminés sont représentés sur la figure 37 b.

Des doublets de mesure des convergences CC' ont été posés tous les 2,4 mètres. La forme des courbes de convergences en fonction de la distance de la taille est indiquée sur la figure 38, qui est relative aux trois doublets posés dans la zone S_1 .

(1) Il importe néanmoins de noter que les résultats obtenus ainsi ne sont pas transposables quantitativement au cas d'un front de taille en progression. La différence est la même que celle qu'on a coutume de faire, dans les études d'affaissements de surface, entre les déformations "dynamiques" et les déformations "en stade final".

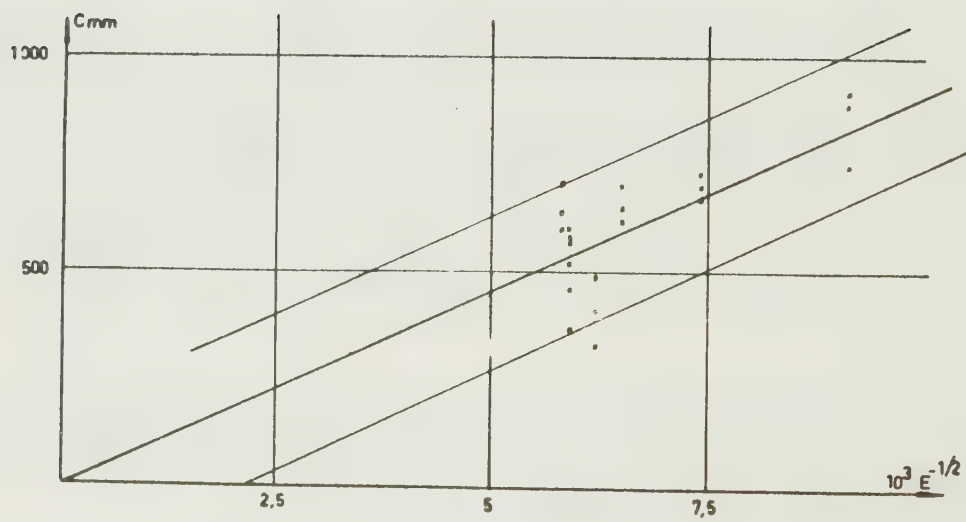


Fig. 39 - Liaison entre convergences et modules d'élasticité.

Pour caractériser la convergence d'un doublet on a choisi le paramètre C_{-10}^{100} : c'est la convergence du doublet entre l'instant où la taille est à 10 mètres en avant du doublet et l'instant où elle l'a dépassé de 100 mètres. Ses variations le long de la voie sont représentées sur la figure 37 c. On constate une assez bonne liaison entre convergences C et modules moyens E_C . Le calcul théorique précédent nous incite à rechercher un ajustement de la forme :

$$C = b E_C^{-a} .$$

Pour celà, nous avons étudié la régression de $\log C$ en fonction de $\log E_C$. La liaison est hautement significative et correspond à la valeur $a = 0,55$ avec un intervalle de confiance à 95 % :

$$0,30 < a < 0,80 .$$

La valeur théorique $\frac{1}{2}$ est comprise dans cet intervalle. Le graphique de la figure 39 représente alors les valeurs de C en fonction des valeurs de $E_C^{-1/2}$. La droite de régression passe bien par l'origine, et, le coefficient de corrélation étant égal à 0,74, il y a moins de 1 chance sur 100 pour que la liaison soit imputable au hasard seul.

Une telle concordance entre théorie et expérience est particulièrement remarquable. Mais il faut malheureusement noter qu'il s'agit d'une expérience unique. Cette unicité, qu'on nous permette de le dire, est due au coût d'une telle expérience : il faut en effet non seulement suivre les convergences de nombreux doublets et pendant longtemps, mais aussi prélever, lors du creusement de la voie, des blocs importants en des endroits déterminés, les transporter, y tailler de très nombreuses éprouvettes, et effectuer les essais de compression.

Ajoutons une autre remarque. Nous avons, dans cette voie, mesuré les mouvements absolus des différentes broches ancrées au toit et au mur ; or ce sont les mesures des convergences que nous avons utilisées. La raison en est intéressante : la liaison entre convergences et modules est meilleure que la liaison entre affaissements du toit et modules. Il faut en déduire que ce sont les déformations de la couche comprimée entre toit et mur, qui dépen-

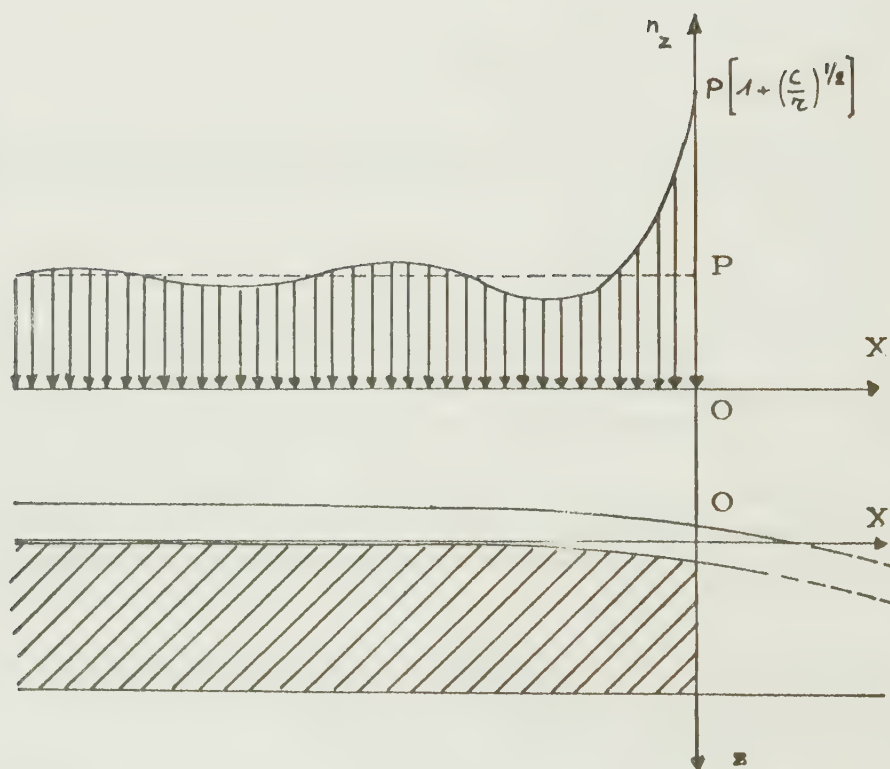


Fig.40 - Répartition des contraintes dans le massif.

dent des caractéristiques élastiques du charbon.

B. Fissuration des massifs en place

Avec les notations du calcul précédent, les contraintes dans la veine sont égales à :

$$n_z = p + cw \quad .$$

Elles sont distribuées comme le représente la figure 40, et sont maximales à l'arête de la veine. Or les essais de laboratoire montrent que les contraintes de rupture d'éprouvettes cylindriques, soumises à une compression simple, sont relativement faibles et généralement comprises entre 100 et 200 bars pour les charbons que nous avons étudiés. On doit donc s'attendre à ce que, au voisinage du front, le charbon ne résiste pas et qu'il se fissure et se détende sur une certaine profondeur.

Le théoricien Fenner a abordé, par le calcul, l'étude de cette détente (1). Il a calculé la répartition des contraintes dans une masse de charbon écrasée entre deux blocs rigides constitués ici par les épontes. Il admet un comportement pulvérulent du charbon fissuré; il suppose qu'il y a frottement au contact des épontes, et qu'il règne sur le parement une certaine pression de cohésion. Il résulte en particulier de ses calculs que les contraintes croissent vers l'intérieur du massif. C'est seulement à une distance suffisante qu'on rentre dans le domaine élastique; les contraintes décroissent alors. Pour une veine mince, la zone des contraintes maximales se trouve très près du bord; mais si la veine est épaisse, la zone détendue s'étend très loin dans la couche.

Dans l'état actuel de notre recherche, nous avons pu confirmer l'existence d'une zone détendue, en avant d'un front de taille, par des essais de capsules, que nous allons décrire. Nous montrerons

(1) FENNER - Glückauf 1938, pages 708 à 712.

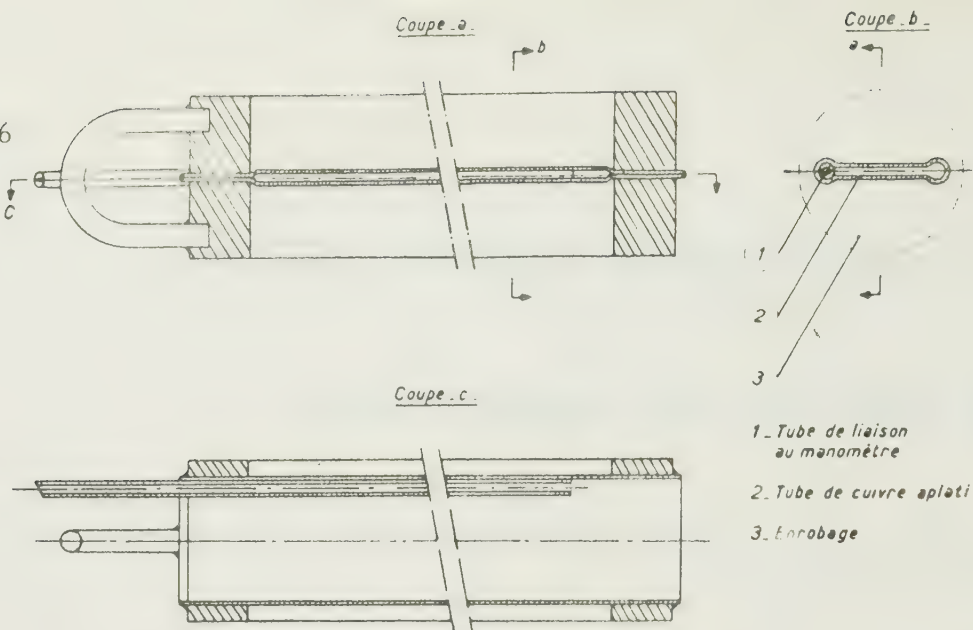


Fig.41 - Capsules pour trous de sonde type B.O.M.

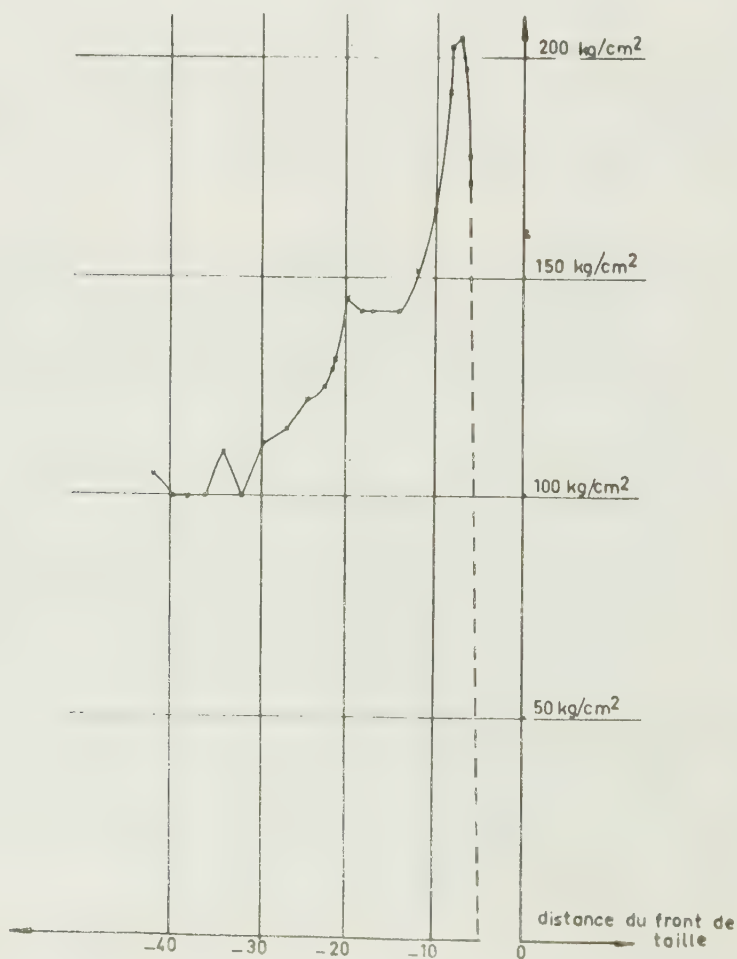


Fig.42 - Pression dans une capsule BOM en fonction de la distance du front de taille.

ensuite que la fissuration du charbon permet d'interpréter le comportement particulier d'un massif lorsqu'une de ses dimensions descend au-dessous d'un certain seuil critique, phénomène que nous appelons "l'effet pilier". Enfin, nous mettrons en évidence l'influence, sur les terrains sous-jacents, de la concentration des contraintes en avant de la zone fissurée.

ESSAIS DE CAPSULES

Nous avons cherché à mettre en évidence de façon directe la fissuration du massif en avant d'un front de taille.

Pour celà, nous avons construit des capsules, inspirées d'une idée du "Bureau of Mines" aux Etats-Unis. Elles permettent de mesurer des variations relatives des pressions dans un massif. Leur plan est représenté sur la figure 41. L'originalité de ces capsules réside dans leur enrobage en ciment. Après introduction de la capsule dans un trou foré dans le charbon, on fait éclater l'enrobage en pompant dans la capsule de l'huile sous pression, ce qui assure un contact immédiat entre la capsule et la paroi du trou. La pression initiale est choisie légèrement supérieure à la pression d'éclatement et correspond sensiblement au poids des terrains sus-jacents soit 100 kg/cm^2 pour une profondeur de 500 mètres.

Dans l'expérience que nous avons réalisée, des trous ont été forés horizontalement, à partir d'une voie, dans la veine et du côté exploité. Il s'est avéré que pour une profondeur de 4 mètres des trous, le comportement de la capsule n'est pas perturbé par la proximité du vide de la voie, et il semble représentatif de ce qui se passe dans le massif en avant du front de taille. La courbe de la figure 42 représente les variations de la pression dans la capsule en fonction de sa distance au front de la taille. On constate que la pression augmente lorsque la taille se rapproche, ce qui est conforme au calcul d'une poutre sur appui élastique; mais pour une distance du front de l'ordre de 5 à 10 mètres, (la détermination de cette distance est imprécise par suite de l'existence d'une niche creusée en pied de taille à quelques mètres en avant du front), la pression dans la capsule diminue brusquement : celà est conforme à l'hypothèse d'une zone détendue au voisinage du

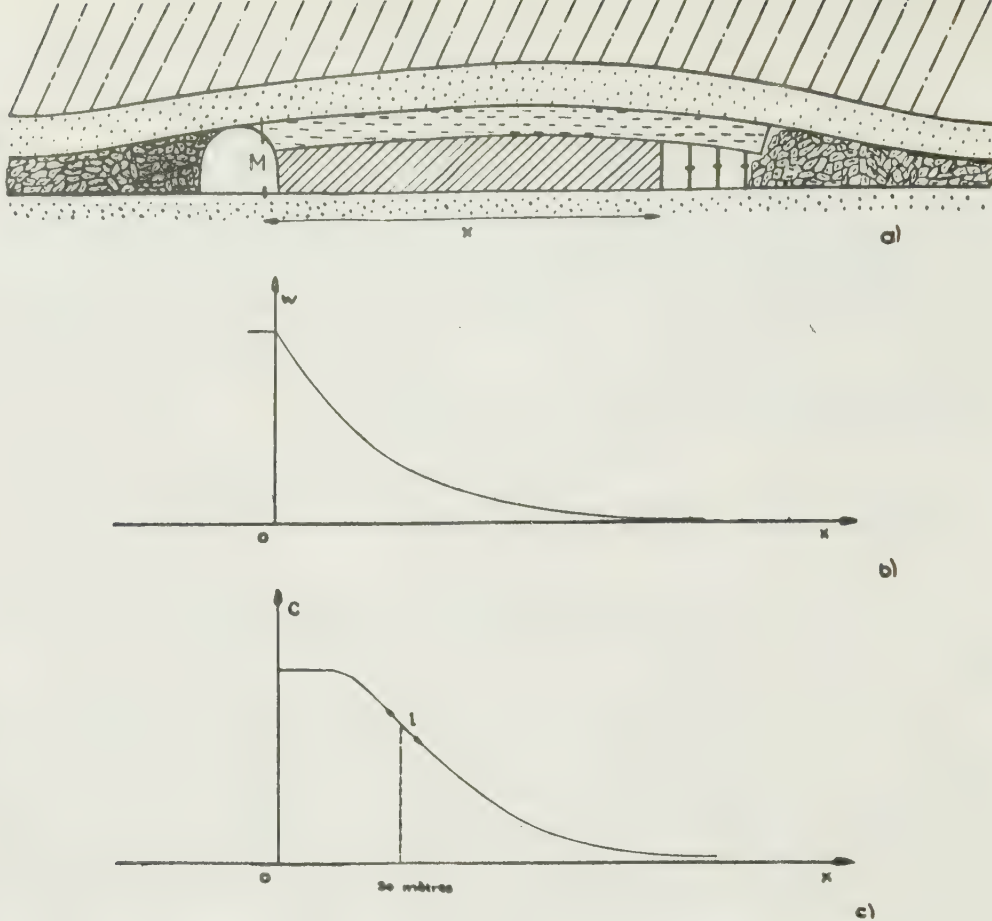


Fig.43 - Déformations dans un montage influencé par une seconde taille rabattante.

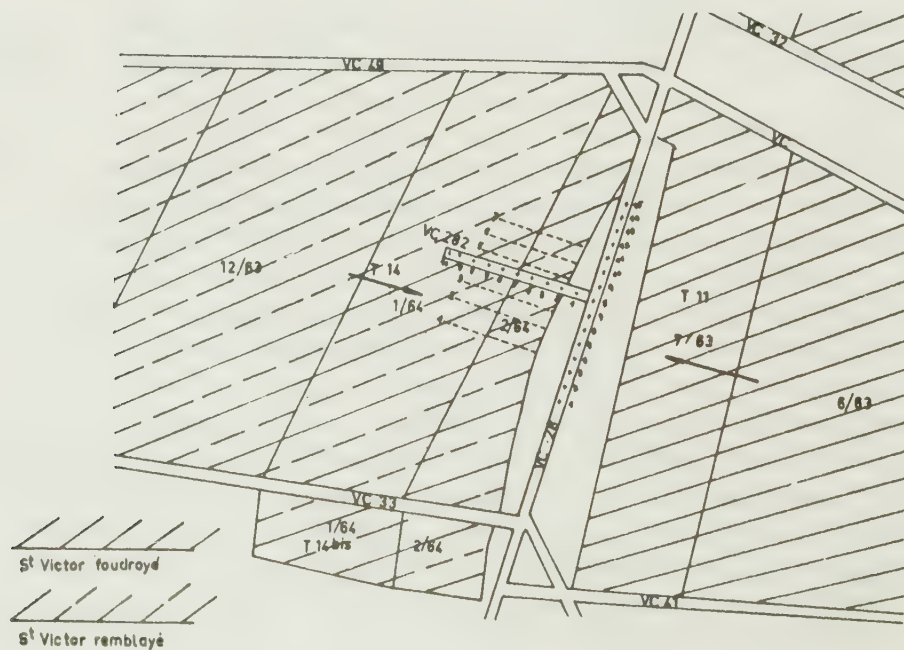


Fig.44 - Implantation de doublets de mesures dans un massif.

front. On peut noter aussi que la pression maximale atteinte est de l'ordre de la résistance à la rupture du charbon en compression simple : 200 kg/cm^2 .

D'autres expériences à partir de capsules sont prévues, en particulier pour préciser "l'effet pilier" que nous allons mettre en évidence à partir de mesures de convergences.

EFFET PILIER

La prise en compte des phénomènes de fissuration des massifs en place au voisinage des exploitations permet d'interpréter une anomalie que nous avons pu mettre en évidence dans le régime des déformations d'un montage, lorsque la veine a déjà été exploitée d'un côté de ce montage et qu'une seconde taille arrive sur le montage, cas illustré par la figure 43 a. L'évolution des mouvements à l'aplomb du point M (c'est-à-dire dans le montage), en fonction de la distance au point M du front de la taille en progression, serait celle de la figure 43 b, si le massif se comportait comme un appui élastique, pour les bancs du toit. Or, en fait, on observe une courbe telle que celle de la figure 43 c. Nous pensons que le point d'inflexion de la courbe de convergence, pour une distance de la taille au montage de l'ordre de 30 mètres, parfois moins, est lié à l'écrasement du pilier de charbon constitué par le massif encore en place, lorsque la largeur de ce pilier est telle que les pressions auxquelles il est soumis dépassent en tous points la résistance à la compression du charbon; c'est ce que nous appelons "l'effet pilier". L'existence d'une telle largeur critique est mise en évidence de façon nette par l'expérience suivante.

Pour pouvoir suivre l'évolution des déformations à l'intérieur même d'un massif soumis à ce phénomène, une recoupe a été creusée à partir d'un montage et des stations de mesure des convergences y ont été mises en place. Le plan du chantier est représenté sur la figure 44 : le montage est le VC 28, la recoupe est le VC 282 équipé des doublets de mesure 1 à 10. La taille 11 a été exploitée jusqu'à 10 mètres environ du montage. La taille 14 est en exploitation de l'autre côté du montage.

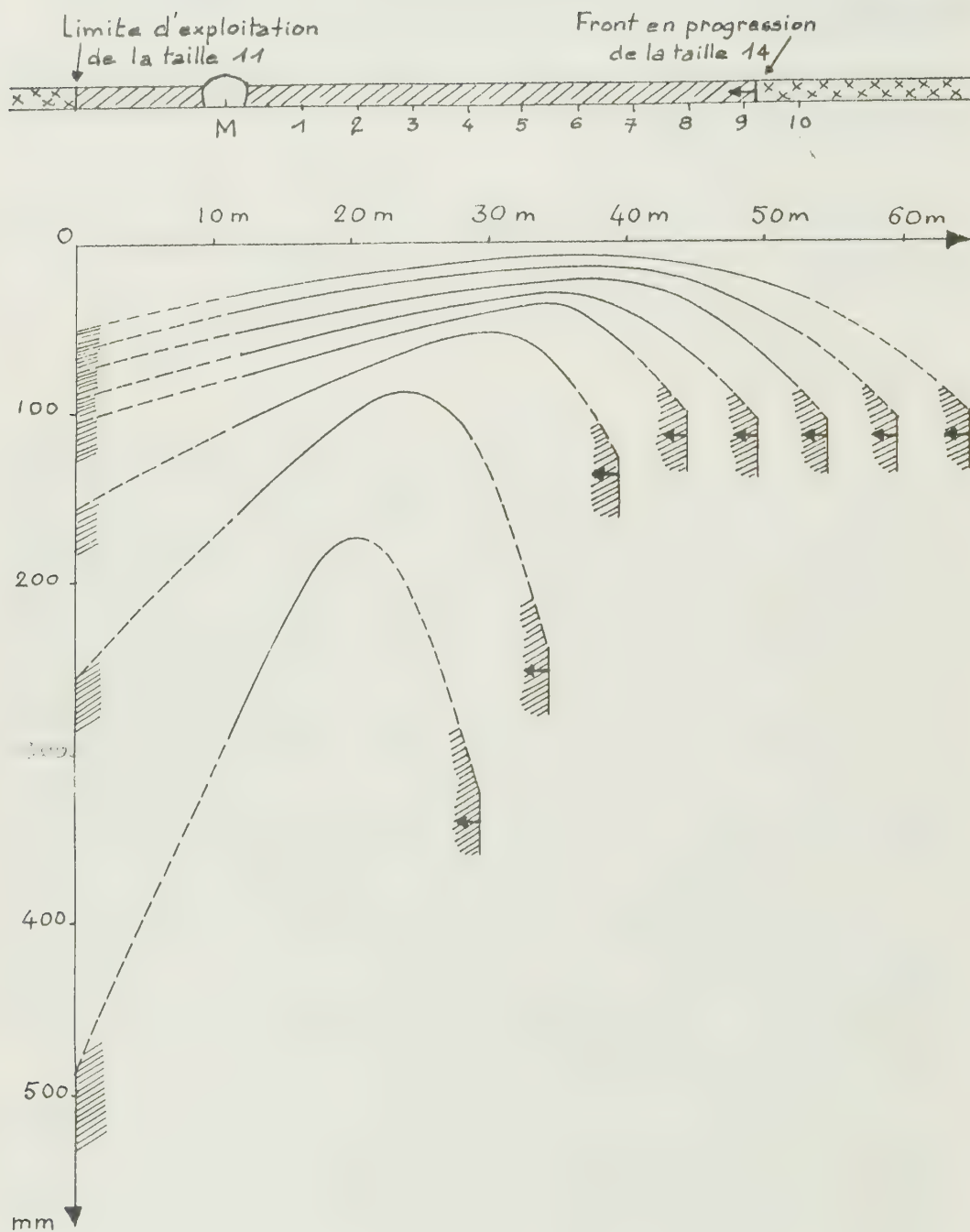


Fig. 45 - Déformées du toit au-dessus d'un pilier pour des positions successives du front de la taille en progression.

La plus grande partie des convergences mesurées dans la recoupe au fur et à mesure de l'avancement du front de la taille 14, provient de l'affaissement du toit. Nous avons donc pu, à partir de ces mesures, tracer les déformées du toit pour des positions successives du front de la taille. C'est ce que représente la figure 45, l'échelle choisie amplifiant évidemment beaucoup des déformations. On constate que, tant que la distance du front de la taille 14 à la limite d'exploitation de la taille 11 est inférieure à 35 mètres environ, les déformées se déduisent l'une de l'autre par une translation, c'est-à-dire que le toit s'affaisse comme si le massif avait une extension infinie en avant du front de la taille en progression. Dès que la largeur du pilier constitué par le massif en place entre les deux fronts devient inférieure à 35 mètres, le régime des déformations subit une discontinuité brutale et on assiste à un véritable "écrasement" du pilier, maximal à chacune des arêtes.

Un tel écrasement est confirmé par des mesures des rapprochements des parements, que nous appelons fluages, effectuées aussi dans la recoupe. Ces mesures font apparaître des fluages extrêmement importants, dont l'amplitude est 5 à 6 fois celle des convergences. Ce phénomène se trouve toutefois très amplifié dans la recoupe, puisque le charbon peut fluer vers le vide qu'elle a créé.

Les mesures de convergences dans la taille 14 que nous avons effectuées, font elles aussi apparaître une discontinuité. Lorsque la largeur du pilier était supérieure à 35 mètres, les convergences par mètre d'avancement étaient en moyenne égales à 29.10^{-3} ; elles correspondaient presque exactement à la formule :

$$0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4} \quad (1).$$

(1) Il s'agit d'une taille traitée par remblayage pneumatique ($q=0,5$) d'ouverture $W = 1,35$ m et dont la profondeur est $H = 450$ m. Il correspond à ces caractéristiques une convergence par mètre d'avancement :

$$C_m = 32.10^{-3} \quad .$$

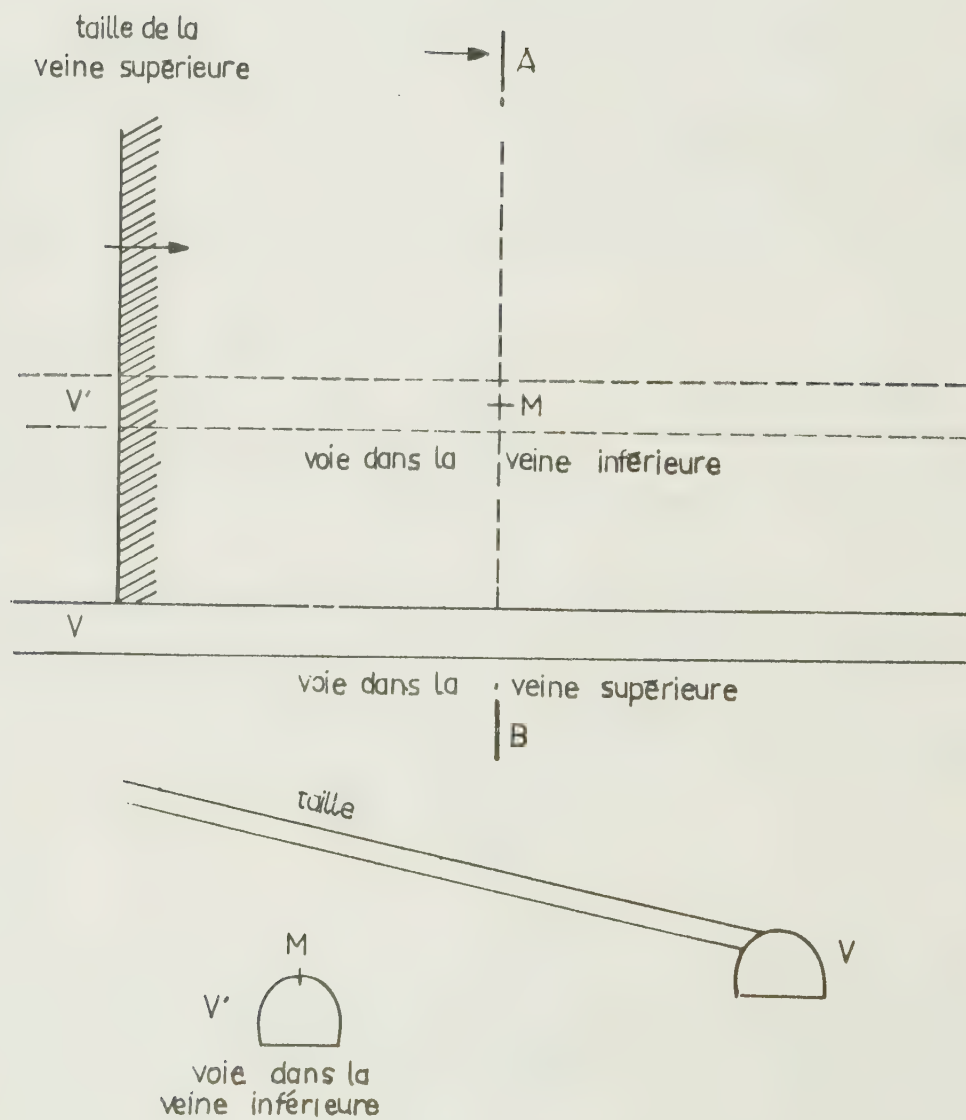


Fig. 46 - Voie influencée par une taille sus-jacente (vue en plan et coupe AB)

Dès que la largeur du pilier s'est trouvée inférieure au seuil critique de 35 mètres, la dispersion des convergences est devenue très importante et leur valeur moyenne est passée à 63.10^{-3} . Une telle discontinuité des convergences a été mise en évidence dans de nombreux autres cas où un front de taille progressait vers d'anciens travaux. La largeur critique du pilier a toujours été trouvée de l'ordre d'une trentaine de mètres.

Nous avons donc ainsi mis en évidence l'écrasement en bloc d'un massif lorsqu'une de ses dimensions est inférieure à une certaine valeur critique. Ce phénomène a une portée pratique considérable. C'est ainsi par exemple que si l'on doit recreuser une voie le long de vieux travaux, il faut, soit la placer immédiatement contre ces vieux travaux, soit à une distance supérieure à trente mètres. Pour une distance intermédiaire, on assiste lors du passage de la taille, à l'écrasement du pilier ainsi créé, d'où des déformations importantes dans la voie et un fluage du parement côté pilier particulièrement néfaste pour la tenue du soutènement. Il en est de même lorsque pour protéger une bowette par exemple, ou une carrure, on décide de laisser un "pilier de protection" : chacune des dimensions de ce pilier doit être supérieure à trente ou quarante mètres (1).

INFLUENCE DE LA "CULEE-AVANT" SUR LES TERRAINS SOUS-JACENTS

Il résulte du calcul de Fenner, et les essais de capsules le confirment, que les contraintes, dans le massif, sont maximales à la limite entre le charbon intact et le charbon détendu. La zone

(1) En notant toutefois qu'un tel pilier constituera ce que nous appelons un stot pour les exploitations sous-jacentes. Or un stot, dont une des dimensions est de l'ordre de 30 mètres a des effets extrêmement nuisibles sur la zone exploitée à l'aplomb de ce stot et en dessous.

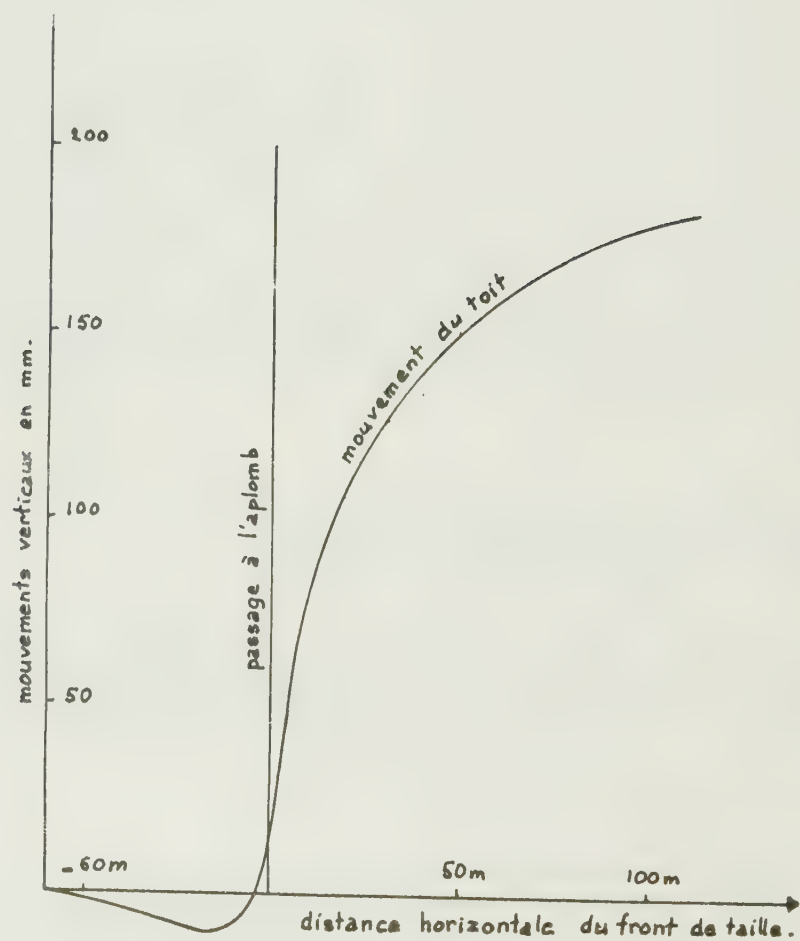


Fig.47 - Influence sur une voie d'une taille sus-jacente.

des contraintes maximales est souvent appelée par les mineurs "la culée-avant", parce que c'est là que les bancs trouvent un appui effectif sur le massif, en avant du front de la taille. A l'aplomb de cette zone, on observe un comportement particulier des terrains sous-jacents, comportement que nous nous proposons de décrire. Ce paragraphe ne concerne donc pas, à proprement parler, un phénomène lié à la fissuration du charbon; mais, comme cette fissuration a pour effet de déplacer la culée-avant vers l'intérieur du massif, nous avons préféré adopter cet ordre de présentation.

Pour cette étude, nous allons utiliser des mesures qui ont été effectuées dans des voies situées au-dessous de tailles en exploitation, telles que celle qui est schématisée sur la figure 46. On a mesuré les déplacements verticaux de broches telles que M, ancrées dans le toit, en effectuant des nivellements par rapport à un point fixe.

On observe de façon absolument générale la forme de courbe indiquée sur la figure 47 : elle donne, en fonction de la position du front de la taille sus-jacente, les mouvements du toit d'une voie creusée au mur de la veine exploitée, la distance de stampes étant de 4 mètres (1). Le toit commence par descendre, puis il monte. La montée est due à la détente des terrains du mur de la taille soumis initialement à la pression des terrains sus-jacents. Nous nous intéressons particulièrement à la phase de descente du toit : nous pensons qu'elle est due à l'influence de la pression de culée dans la veine sus-jacente exploitée. Notons en effet que le point d'affaissement maximum se situe à une distance horizontale du front de taille au doublet de l'ordre de 5 mètres, correspondant sensiblement à la distance fissurée en avant d'un front en progression.

Une autre expérience nous a permis de montrer que la zone d'influence s'étendait très loin en profondeur. Elle a consisté à

(1) Courbe tirée d'une campagne de mesure des Potasses d'Alsace (Théodore).

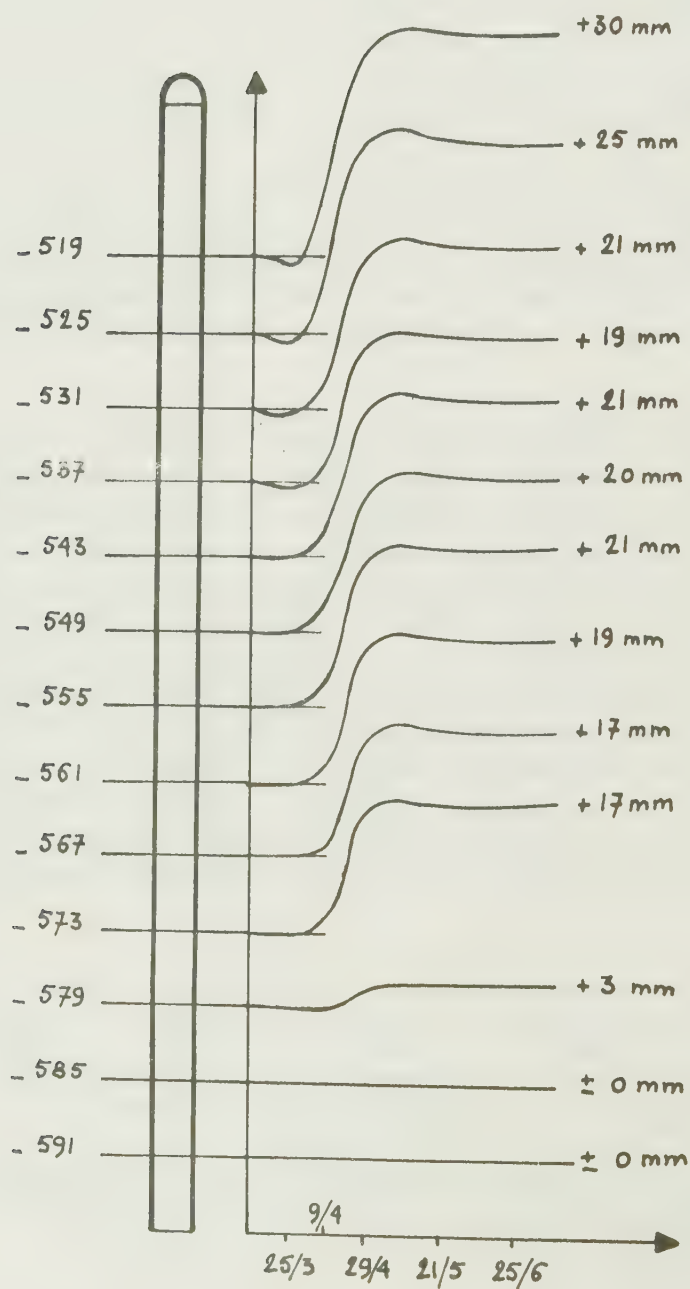
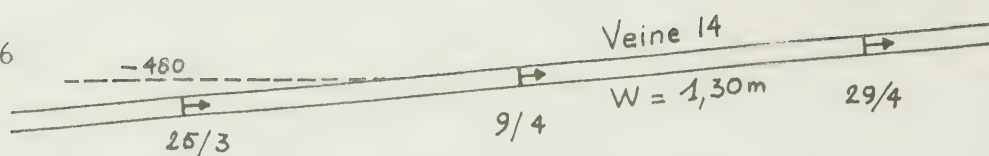


Fig.48 - Mouvements verticaux dans un bure sous l'influence d'une taille sus-jacente.

mesurer les déplacements verticaux de broches ancrées à différents niveaux le long d'un bure influencé par une taille sus-jacente (H.B.L. Wendel, Veine 14). On a pu établir les courbes de la figure 48. On constate que la compression des terrains sous-jacents, due à la culée-avant dans le massif exploité, est visible jusqu'à une profondeur de 60 mètres par rapport à la taille. La zone détendue, et c'est logique, s'étend encore plus profondément, jusqu'à 100 mètres.

CONCLUSION

Nous avons, dans ce chapitre, mis en évidence le rôle important des massifs en place : ils constituent des appuis pour les bancs qui fléchissent au-dessus de l'exploitation.

Plusieurs résultats d'expérience sont compatibles avec un comportement élastique du charbon dans ces massifs. C'est ainsi par exemple qu'on a pu mettre en évidence une remontée du toit en avant d'un front de taille. On a pu montrer également, dans ce cas, que les convergences, contre le massif en place, le long d'une voie influencée par un premier passage de taille, étaient liées aux valeurs moyennes du module élastique du charbon le long de la voie. La forme de la liaison obtenue est exactement celle que donne un calcul où l'on admet l'hypothèse de Winkler pour schématiser le rôle du massif.

Mais les résistances à la rupture des charbons étant faibles, de l'ordre de 100 à 200 kg/cm², les zones où les contraintes sont maximales, c'est-à-dire les zones qui bordent les exploitations, se fissurent et se détendent. L'existence d'une zone détendue a pu être mise directement en évidence en mesurant les pressions dans des capsules placées dans le massif. Ces phénomènes de fissuration permettent d'interpréter le comportement particulier des massifs dont une dimension devient inférieure à un certain seuil critique. Enfin, l'existence d'une zone détendue a pour effet de déplacer vers l'intérieur des massifs la zone des contraintes maximales, souvent appelée culée-avant. La culée-avant a une influence sur les terrains sous-jacents jusqu'à une profondeur importante.

Chapitre 3

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC LES PHENOMENES DE RUPTURE

Nous venons de mettre en évidence des phénomènes de fissuration dans les massifs. Nous nous proposons, dans ce qui suit, d'envisager d'autres phénomènes liés aux faibles résistances à la rupture des terrains miniers.

Les ruptures, qui se produisent dans les toits des tailles, provoquent, localement, la chute de volumes plus ou moins importants de terres. Nous abordons, par conséquent, le grave problème de la sécurité dans les chantiers. Mais il faut noter aussi que les chutes de toit, même peu importantes, diminuent le rendement dans les tailles, parce qu'elles ralentissent la marche de l'engin d'abattage, le déblocage du chantier, la pose et la dépose du soutènement. Elles détériorent également le "rapport net-brut" des tailles en augmentant le volume des stériles qui salissent le charbon. Enfin, elles créent un climat d'insécurité pour le personnel.

Une première approche du problème des chutes de toit nous a été fournie par l'étude statistique des éboulements. Nous allons en donner les principaux résultats.

ETUDE STATISTIQUE DES EBOULEMENTS EN TAILLE

On appelle éboulement, une chute d'un volume important des terrains du toit, telle qu'elle occasionne au moins un poste d'arrêt de l'exploitation. De tels éboulements provoquent en outre, assez souvent, des accidents mortels. Une enquête portant sur tous les éboulements observés dans les tailles en plateures, pendant une certaine période, dans le bassin des H.B.N.P.C., soit 46 éboule-

ments, a permis une étude statistique des circonstances dans lesquelles ils se sont produits.

Une première circonstance défavorable est la proximité d'une voie. Rappelons que nous avons montré que les convergences n'atteignent un régime d'équilibre qu'à une distance de 30 mètres environ des extrémités d'une taille : c'est ce que nous avons appelé l'effet de bords. Le tableau suivant fait apparaître que, dans les zones situées à une distance de l'une des voies comprise entre 10 et 30 mètres, la fréquence des éboulements est plus importante que dans le reste de la taille. Sur la première ligne sont indiquées les fréquences des éboulements observés, suivant la distance de l'endroit où ils se sont produits, à la voie la plus proche. Sur la deuxième ligne, on a calculé, compte tenu des longueurs effectives des tailles considérées, les probabilités théoriques d'éboulement, dans l'hypothèse où la probabilité d'éboulement serait constante tout le long d'un front de taille. La comparaison des deux distributions, par un test du X^2 , fait apparaître qu'il y a moins de 1 chance sur 100 pour que les différences observées soient dues au hasard.

distance à la voie la plus proche	0 à 10 m	10 à 20 m	20 à 30 m	30 à 40 m	40 à 50 m	plus de 50 m
fréquence des éboulements observés	7 %	26 %	22 %	17 %	13 %	15 %
probabilités théoriques d'éboulement	15 %	15 %	14 %	14 %	12 %	30 %

Une seconde circonstance défavorable est la présence de discontinuités dans la géométrie des exploitations sus-jacentes. On constate que 64 % des éboulements se sont produits à proximité

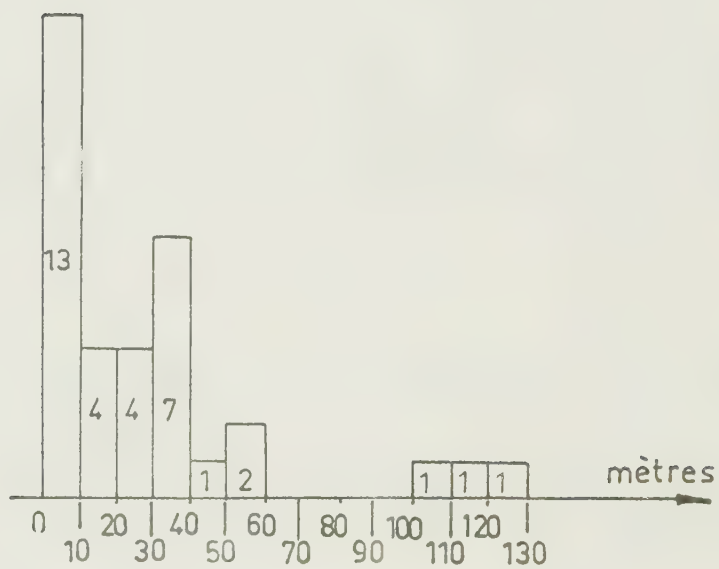


Fig.49 - Distances horizontales des éboulements à l'aplomb de la limite d'exploitation sus-jacente la plus proche.

de l'aplomb d'une limite d'exploitation dans une veine sus-jacente exploitée antérieurement. Sur la figure 49 est représentée la répartition des distances horizontales des éboulements à l'aplomb de la limite d'exploitation sus-jacente dans la veine la plus proche verticalement : 28 sur un total de 44 se sont produits à une distance inférieure à 40 mètres. Il convient, bien entendu, de rapprocher ce résultat de celui que nous avons établi à la fin du chapitre précédent, concernant l'influence d'une exploitation sur les terrains sous-jacents.

Enfin, il apparaît que les éboulements se produisent fréquemment au voisinage immédiat de discontinuités de nature géologique : on a noté que 90% des éboulements se sont produits dans des zones où la veine présentait des irrégularités et où l'on observait une faille ou un plan lisse préexistant. Il faut noter que nous avons toujours constaté qu'au voisinage des failles, les convergences étaient beaucoup plus importantes et dispersées que partout ailleurs.

Mais un éboulement constitue un cas extrême de dégradation du toit, et, heureusement, il ne se produira pas chaque fois qu'intervient une des circonstances défavorables que nous venons d'analyser. Une étude statistique, portant sur un très grand nombre de tailles, permettrait au mieux d'affecter, à chaque surface élémentaire exploitée, une probabilité d'éboulement. D'après ce qui précède, cette probabilité serait d'autant plus grande que la surface élémentaire se trouve à proximité d'une voie, ou de l'aplomb d'une exploitation sus-jacente antérieure, ou d'une faille, et que plusieurs de ces circonstances se trouvent réunies. Mais la portée pratique d'une telle étude est limitée, parce qu'elle ne permet, que de façon très indirecte, de remonter aux "mécanismes" générateurs des éboulements. Il s'agit, si l'on peut dire, d'une étude statique.

Nous allons, dans ce qui suit, procéder de façon plus dynamique et envisager les phénomènes qui sont à l'origine des chutes de toit, c'est-à-dire les phénomènes de rupture. L'étude en sera faite à partir d'observations relatives aux déformations mesurées dans les tailles et les voies. L'interprétation de discontinuités mises en évidence dans ces déformations nous a permis de distinguer deux types de phénomènes liés aux faibles résistances des terrains du houiller :

- ruptures parallèles à la stratification,
- ruptures perpendiculaires à la stratification,

que nous allons successivement décrire.

A. Ruptures parallèles à la stratification

Rappelons que, pour interpréter l'influence de la profondeur sur les convergences dans les tailles, pour interpréter aussi les différences entre les régimes d'affaissement des terrains au niveau d'une veine exploitée et à des niveaux supérieurs, jusqu'à la surface, nous avons été conduits à l'hypothèse d'une anisotropie des terrains sus-jacents à une exploitation : ils sont constitués de strates ou feuillets plus ou moins indépendants. Le feuilletage des terrains parallèlement à la stratification peut être expliqué en in-

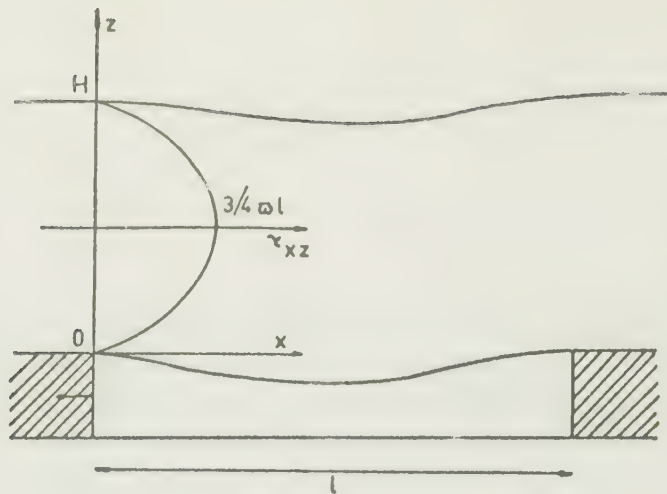


Fig. 50 - Contraintes de cisaillement dans les terrains sus-jacents lors du démarrage d'une exploitation.

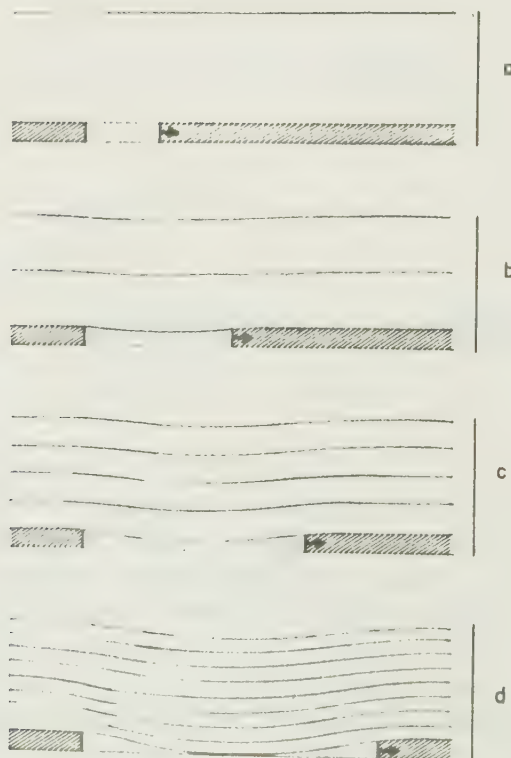


Fig. 51 - Feuilletage des terrains sus-jacents dans la phase du démarrage d'une taille.

voquant des phénomènes de rupture dans le sens horizontal.

PROCESSUS DE RUPTURE DANS LA PHASE DE DEMARRAGE D'UNE TAILLE

En effet, lors du démarrage d'une taille, les terrains sus-jacents se présentent comme le schématise la figure 50, où l'on a représenté aussi les valeurs des contraintes de cisaillement, dans un plan vertical, en admettant que les terrains sont homogènes, isotropes et élastiques. Les valeurs de ces contraintes augmentent avec la progression du front de taille; elles peuvent, très rapidement, pour un certain porte-à-faux, dépasser les résistances au cisaillement des roches. De la structure stratifiée du houiller résulte en effet, comme nous l'avons déjà dit, l'existence de plans de discontinuité, le long desquels des cisaillements peuvent se produire plus facilement: la résistance de la roche est en général très faible lorsqu'une force agit parallèlement à un tel plan. D'où un feuilletage progressif des terrains au-dessus de l'exploitation.

On peut expliquer ainsi les déformations discontinues que l'on observe, lors du démarrage d'une taille. Pour une certaine distance du chassage, il y a création d'une première surface de glissement (fig. 51 b); cela a pour effet de diminuer la rigidité des terrains sus-jacents et de permettre une impulsion dans leur affaissement. Le front de taille progressant (fig. 51 c), il se crée deux nouvelles surfaces de glissement (1), et on observe une nouvelle impulsion plus importante que la précédente. Le processus se pour-

(1) Le processus ainsi décrit est évidemment très idéalisé, la position des surfaces de glissement étant liée à la stratigraphie des terrains.

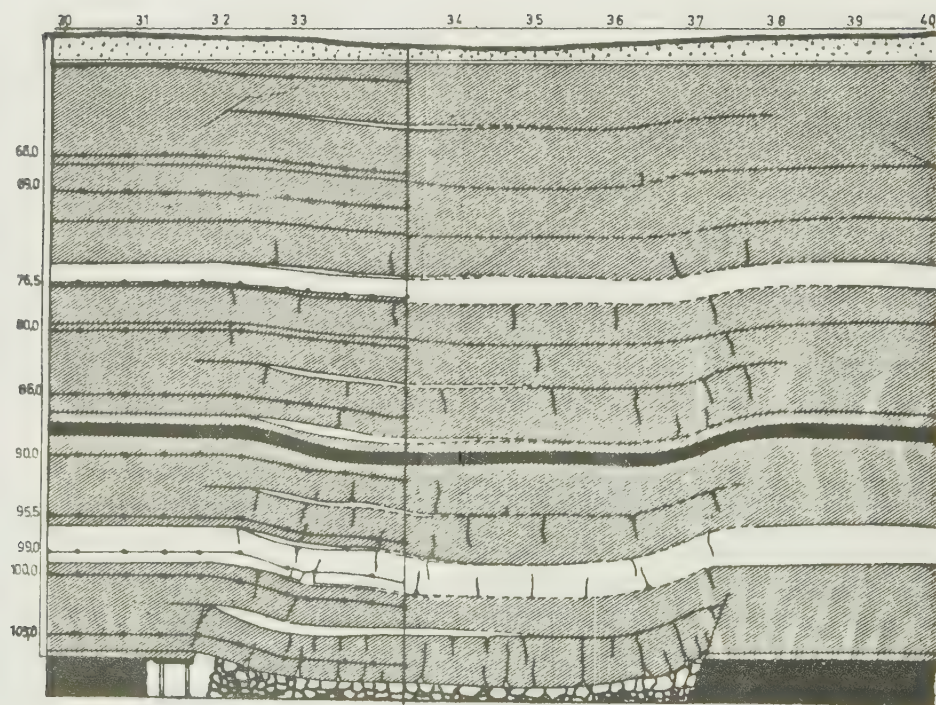


Fig. 52 - Feuilletage des terrains au-dessus d'une exploitation (d'après Zh. Kanlybayeva).

suit jusqu'à ce que le feuilletage des terrains soit suffisant pour permettre une flexion des bancs telle que le toit trouve un appui sur le remblai ou les éboulis du foudroyage (1).

Après cette phase de démarrage, les terrains se présentent comme l'indique la figure 52, que nous empruntons à une étude soviétique, et qui illustre bien nos idées. Cette figure résume et interprète les résultats d'une expérience qui a consisté à forer un trou de sondage vertical, à partir du jour et jusqu'au toit d'une veine en exploitation. On a ancré dans ce trou, à différentes profondeurs, des sources radio-actives, dont on a mesuré les déplacements verticaux, avec la progression du front de taille.

INSTABILITE DES TERRAINS PENDANT LA PHASE DE DEMARRAGE

Il faut noter que, pendant la phase de démarrage, l'instabilité de la structure des terrains sus-jacents à l'exploitation a des répercussions importantes sur la sécurité. C'est ce que fait ressortir l'enquête sur les 44 éboulements, évoquée précédemment. On a obtenu la distribution suivante des distances de chassage des tailles, lors des éboulements observés :

(1) Les résultats établis dans le premier chapitre peuvent nous permettre de calculer la distance de chassage au bout de laquelle l'équilibre des terrains est obtenu. Cette distance correspond, en effet, à peu près à deux fois la distance D définie dans le calcul assimilant le toit à une poutre encastrée.

Nous avons vu que l'ordre de grandeur de D est de 40 mètres, valeur qui correspond à une taille foudroyée d'ouverture égale à 1 m et exploitée à une profondeur de 400 m. On aboutit ainsi à une longueur de la phase de démarrage de l'ordre de 80 mètres, ce qui correspond bien aux résultats d'observations.

distance de chassage lors de l'éboulement	0 à 20m	20 à 40m	40 à 60m	60 à 80m	80 à 100m	plus de 100m
fréquence des éboulements observés	9%	11%	14%	18%	2%	46%
probabilité théorique d'éboulements	9,3%	9,3%	9,3%	8,7%	8,7%	54,7%

Or, si on calcule les probabilités théoriques d'éboulements correspondantes, dans l'hypothèse où la probabilité d'éboulement dans une taille serait constante sur toute la longueur du panneau, on obtient la distribution également indiquée dans le tableau. Comparant ces deux distributions, on constate que 32 % des éboulements se sont produits à la fin de la phase de démarrage, c'est-à-dire pour une distance de chassage comprise entre 40 et 80 mètres, alors que la probabilité théorique serait de 18 % seulement. Un test du X² montre qu'il y a moins de deux chances sur 100 pour que cette différence soit imputable au hasard.

B 1. Ruptures perpendiculaires à la stratification, dans les voies

L'historique des études, qui nous ont permis de mettre en évidence les phénomènes de rupture des bancs, perpendiculairement à la stratification, n'est pas inutile, parce qu'il nous permettra de présenter plus simplement les méthodes d'analyse statistique que nous avons utilisées. Le point de départ de ces études ressort en effet de préoccupations d'ordre statistique, à propos de l'étude des déformations dans les voies. Dans le paragraphe B 2, nous étendrons les résultats obtenus au cas des tailles, c'est-à-dire au cas des déformations planes.

CARACTERE REGIONALISE DES CONVERGENCES MESUREES LE LONG D'UNE VOIE

La méthode généralement utilisée pour étudier les convergences dans une voie influencée par la taille qu'elle dessert, consiste à suivre l'évolution des convergences de différents doublets de mesure installés le long de la voie, soit en fonction du temps, soit en fonction de la distance de la taille. On constate qu'en première approximation, les courbes obtenues pour différents doublets sont affines (1).

Pour caractériser, alors, l'amplitude de la convergence d'un doublet, on peut adopter un paramètre de la forme $C_{d_1}^{d_2}$, c'est-à-dire la convergence entre l'instant où le front de taille est à une distance d_1 en avant du doublet de mesure et l'instant où le front de taille l'a dépassé d'une distance d_2 . Etudiant la moyenne des convergences C_{-20}^{50} , par exemple, de différents doublets installés le long d'une voie, du côté de la taille exploitée, on a pu établir qu'elle est sensiblement égale à 40 % de l'ouverture de la taille W , lorsque la voie est bordée, d'un côté, par un massif en place et qu'elle est protégée, du côté de la taille en exploitation et en arrière du front par un épi de remblai, ce qui constitue un cas extrêmement fréquent. Mais si, en moyenne, les convergences sont passibles d'une telle loi, les convergences de différents doublets

(1) Etude des mouvements des épontes dans les exploitations minières, par B. SCHWARTZ. Revue de l'Industrie Minérale, vol. 42, n° 5 et 6 (pages 23 et 24). La figure 58 a, dans la suite du présent chapitre, fournit un exemple des courbes obtenues pour plusieurs doublets d'une même voie.

(2) Prévision des convergences dans les voies influencées par la taille qu'elles desservent. SCHWARTZ, CHAMBON, DECOMPS, VIALLET. Revue de l'Industrie Minérale, volume 44, n° 9 (p.5).

présentent le long d'une même voie des variations qui peuvent aller du simple au double. Nous avons alors effectué un certain nombre de recherches pour caractériser la dispersion des convergences. Elles nous ont fait apparaître un résultat extrêmement important et nouveau : c'est que les variations des convergences le long d'une voie ne sont pas aléatoires. On peut en effet noter, de façon très simple que si la convergence C_{-20}^{50} , par exemple, d'un doublet est grande, relativement aux autres doublets, la convergence d'un doublet voisin du précédent l'est aussi; de même pour une convergence faible.

Autrement dit, appelant C_x la convergence d'un doublet de mesure situé à la distance x de l'entrée de la voie, la convergence C_{x+d} d'un doublet situé à une distance d du précédent est liée à C_x et d'autant plus intimement que la distance d est plus petite : C_x constitue de qu'on appelle une "variable régionalisée". Partant de ce résultat, nous avons systématiquement étudié, pour chaque voie, les corrélations entre C_x et C_{x+d} correspondant à différentes valeurs de d , c'est-à-dire le corrélogramme de la voie. L'allure de ce corrélogramme pouvait peut-être, pensions-nous, permettre de caractériser la "tenue des terrains" au-dessus d'une voie, la corrélation entre C_x et C_{x+d} étant d'autant plus intime, pour une même valeur de d , que les terrains sont plus cohérents.

CORRELOGRAMME D'UNE VOIE

Choisissant des notations plus opératoires que les précédentes, soient $C_1, C_2, \dots, C_i, \dots, C_n$, les convergences $C_{-d_1}^{d_2}$, de n doublets de mesure équidistants, installés le long d'une voie. Nous nous proposons d'étudier les liaisons entre les convergences C_i et C_{i+k} en fonction de k . On peut, dans ce but, calculer la variance des différences $(C_i - C_{i+k})$ pour différentes valeurs de k : c'est la méthode du variogramme.

Nous avons préféré nous intéresser aux variations du coefficient de corrélation entre C_i et C_{i+k} : il est défini par la formule suivante :

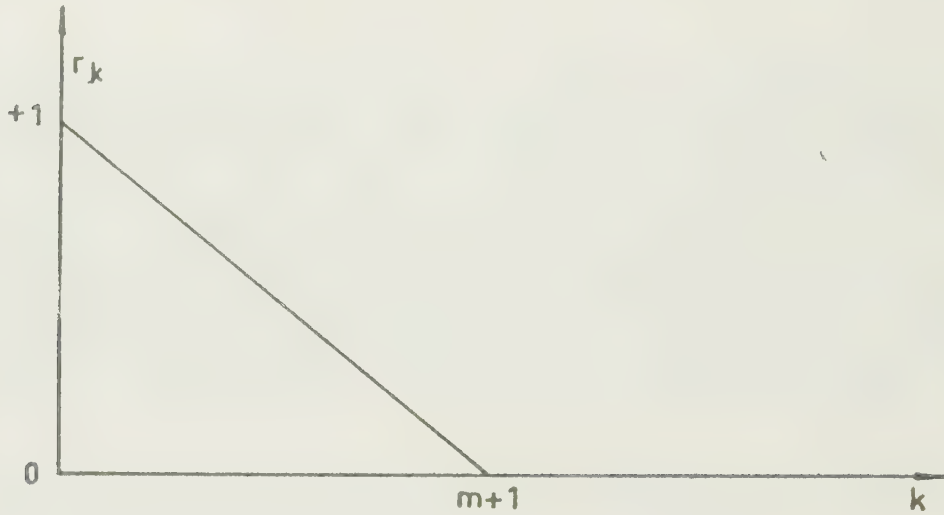


Fig. 53 - Corrélogramme des variables $C_i = \sum_{k=1}^{i-m} \varepsilon_k$

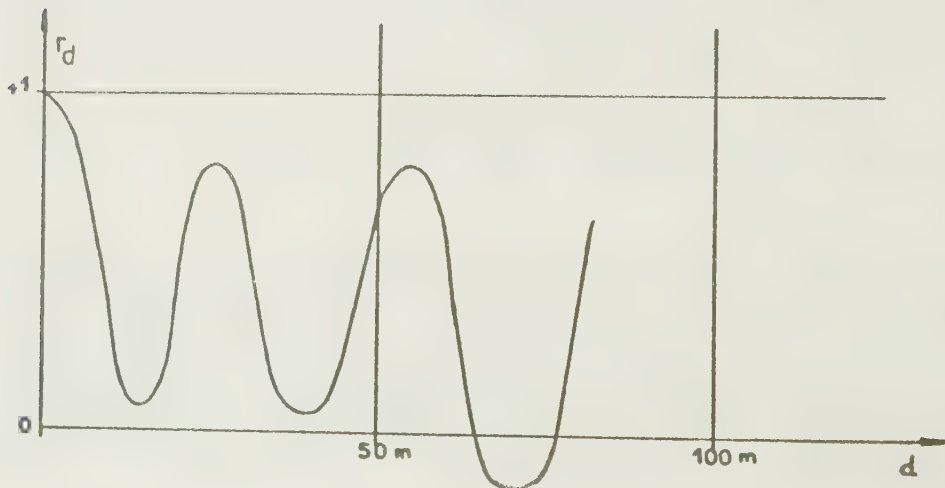


Fig. 54 - Exemple de corrélogramme des convergences le long d'une voie.

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} (C_i - \overline{C_i}) (C_{i+k} - \overline{C_{i+k}})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n-k} (C_i - \overline{C_i})^2 \sum_{i=1}^{n-k} (C_{i+k} - \overline{C_{i+k}})^2}},$$

où $\overline{C_i} = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} C_i}{n-k}$, et $\overline{C_{i+k}} = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} C_{i+k}}{n-k}$.

Calculant r_k pour différentes valeurs de k , nous visualiserons les résultats en portant sur un graphique r_k en fonction de k . La graphique constitue ce qu'on appelle le corrélogramme de la voie.

Un modèle théorique, établi sur une hypothèse simple, peut constituer une base de comparaison, pour l'étude des corrélogrammes effectivement observés. Admettons que la convergence d'une station i est liée aux convergences des m stations qui la précèdent; on peut écrire :

$$C_i = \epsilon_i + \epsilon_{i-1} + \dots + \epsilon_{i-m},$$

où les ϵ sont des éléments aléatoires : ϵ_i est lié à la station i , ϵ_{i-1} à la station qui la précède immédiatement, ... jusqu'à la station $i-m$. On montre que le corrélogramme se présente alors comme indiqué sur la figure 53, si les éléments aléatoires ϵ ont même variance et sont indépendants.

Or, nous avons constaté que tous les corrélogrammes observés avaient l'allure de celui de la figure 54, relatif à une voie de Provence (montage 0) : ils sont périodiques. Il en résulte que les convergences le long d'une voie sont elles-mêmes périodiques. En effet, si l'on admet que la convergence C_x d'une station située à une distance x de l'entrée de la voie est de la forme :

$$C_x = A \cos \omega x + B \sin \omega x,$$

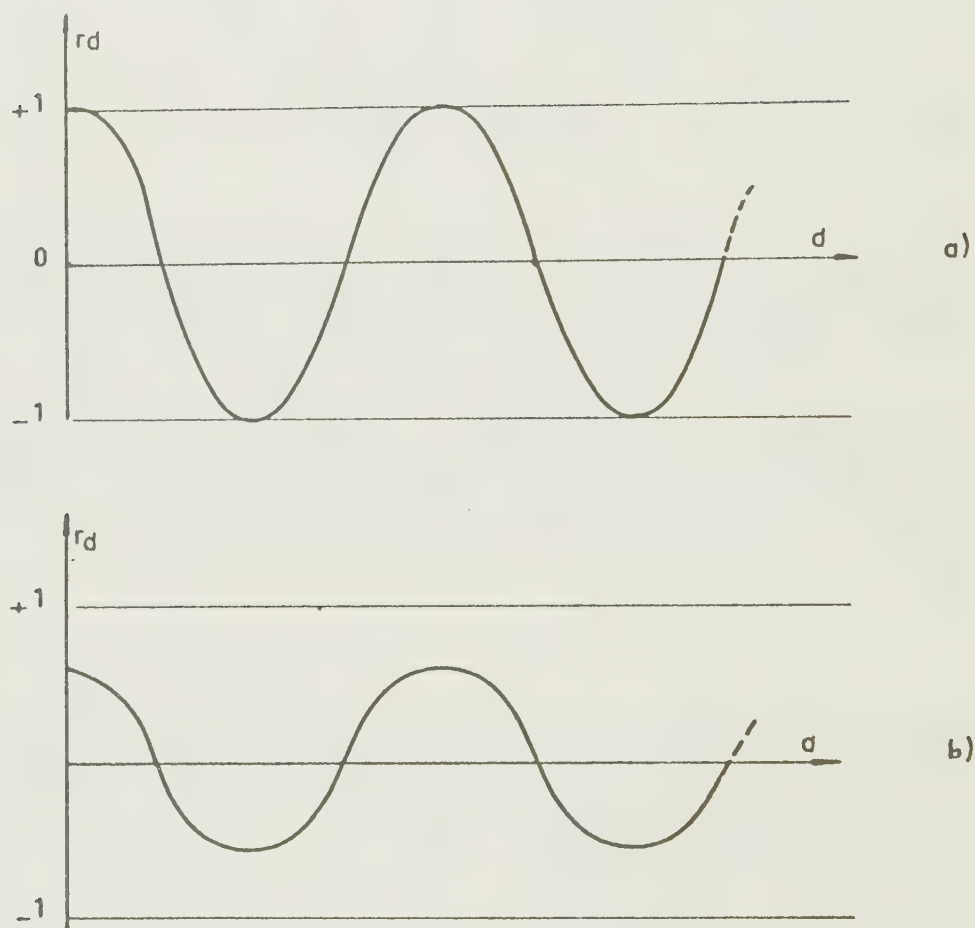


Fig. 55 - Exemples de corrélogrammes théoriques
sinusoïdaux.

où A et B sont des éléments aléatoires, ou non, on montre très simplement que le coefficient de corrélation entre C_x et C_{x+d} , convergence de la station située à la distance d de la précédente, est égal à :

$$r_d = \cos \omega d ,$$

et réciproquement.

Le corrélogramme est donc périodique de même période que les convergences; sa forme est indiquée sur la figure 55 a (1).

ETUDE DES CORRELOGRAMMES DE DIFFERENTES VOIES

Nous avons pu établir les corrélogrammes de 14 voies influencées par leur taille. Il faut, pour cela, que les doublets de mesure installés le long de la voie soient à peu près équidistants et suffisamment nombreux. Le paramètre étudié est la convergence

(1) Un autre modèle périodique peut être envisagé; c'est celui où C_x serait de la forme :

$$C_x = a \sin \omega x + \varepsilon ,$$

où cette fois-ci a est constant, mais ε est un élément aléatoire d'écart-type σ . On montre alors (Kendall - The advanced Theory of statistics) que r_d est de la forme :

$$r_d = \frac{a^2}{a^2 + 2 \sigma^2} \cos \omega d .$$

Le corrélogramme est encore périodique, de même période que les convergences, mais il oscille entre des valeurs inférieures à 1 (fig. 55 b)

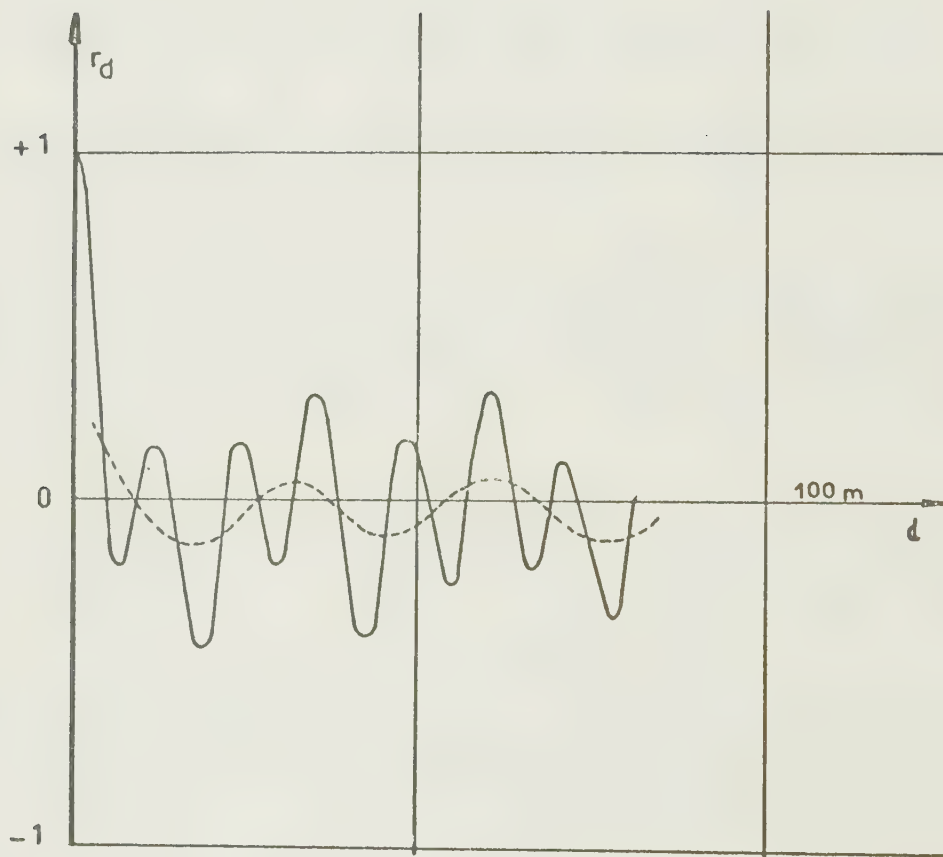


Fig.56 - Corrélogramme des convergences le long de la voie B - 18 - 6 à Faulquemont.

C_{-d1}^{+d2} , d'un doublet placé du côté de la taille exploitée, perpendiculairement aux épontes ; la distance $d1$ est généralement choisie égale à 20 ou 30 mètres, la distance $d2$ supérieure ou égale à 50 mètres.

C'est ainsi que le corrélogramme que nous avons déjà présenté (fig. 54), et qui est relatif à une voie de Provence, est établi pour le paramètre C_{-20}^{+50} . Il est périodique, la période étant égale à 28 mètres. Mais on constate aussi qu'il présente une tendance légèrement décroissante : elle est liée à une décroissance des convergences le long de la voie, qui correspond sans doute à une tendance périodique de période plus grande que la précédente.

Nous avons pu, en effet, vérifier cette hypothèse d'une double périodicité en étudiant des segments de voie de plusieurs centaines de mètres de longueur. Par exemple, dans une voie de Lorraine, (Faulquemont B 18 6), nous avons posé 59 doublets répartis sur une distance de 236 mètres. Le corrélogramme obtenu est représenté sur la figure 56 : une périodicité de période égale à 12 mètres se superpose à une périodicité plus grande de période égale à 31 mètres environ, indiquée en pointillé sur la figure. Il existe même une périodicité de période encore plus grande. Elle est impossible à déterminer sur le corrélogramme, mais nous avons pu la mettre en évidence en cherchant un ajustement des convergences le long de la voie, à un polynôme trigonométrique de la forme :

$$C_x = \sum_i (a_i \cos \omega_i x + b_i \sin \omega_i x) + \epsilon_x.$$

Les coefficients ont été déterminés sur ordinateur par la méthode des moindres carrés, c'est-à-dire en minimisant la somme des carrés des éléments aléatoires ϵ_x (1). On a pu mettre en évidence les trois périodes indiquées dans le tableau suivant :

(1) Au centre de calcul automatique de Nancy, sous la direction de Monsieur DEPAIX.

i	a_i en cm	b_i en cm	pulsations ω_i	périodes en mètres L_i
1	-2,72	4,64	0,181	34,8
2	-2,28	5,88	0,813	7,7
3	3,03	-6,6	2,042	3,08

Nous avons pu ainsi déceler l'existence de périodes de longueurs différentes dans plusieurs des voies que nous avons étudiées du point de vue de la périodicité des convergences. Ces voies sont au nombre de 14. Il s'agit de voies influencées par la taille qu'elles desservent. Les doublets de mesure étudiés sont placés contre le parement en exploitation. Sur le tableau suivant sont notés leur situation géographique, un numéro permettant de les repérer, la longueur sur laquelle sont répartis les doublets de mesure, la distance entre ces doublets, et le paramètre $C \frac{d^2}{-dl}$ étudié.

Nous avons ensuite indiqué les longueurs des périodes déterminées à partir des corrélogrammes. Dans l'ensemble, on ne peut pas ne pas être frappé par la netteté du phénomène de périodicité de ces corrélogrammes : nous en avons déjà présenté plusieurs. Nous en donnerons d'autres exemples par la suite, mais avec une présentation différente. On constate, sur le tableau, qu'il existe presque toujours deux périodes et parfois trois, la deuxième, notée L_2 , ayant une longueur 3 à 4 fois plus grande que la plus petite, notée L_1 . La détermination des périodes L_2 et L_3 n'est possible que si le tronçon de voie étudié est suffisamment long. C'est pourquoi nous ne nous intéresserons dans la suite qu'à la première période L_1 , dont nous connaissons la valeur pour les 14 voies étudiées.

Bassin	Siège ou groupe	Voie	N°	Longueur étudiée
HOLLANDE (1)			1	350 mètres
NORD	Oignies	17 Levant	2	70 mètres
	Hénin - Liétard	Désirée	3	110 mètres
		Joséphine	4	100 mètres
LORRAINE	Faulquemont	B 18 6	5	236 mètres
	Ste Fontaine	D	6	112 mètres
	La Houve	E. N. E. 500	7	115 mètres
		E. M. N. E. 475	8	150 mètres
		E. M. N. O. 600	9	215 mètres
		E. S. E. 395	10	320 mètres
		E. S. E. 500	11	175 mètres
		François N. E. 450	12	110 mètres
AQUITAINE	Carmaux	D 1 55	13	145 mètres
PROVENCE	Grde. Mine	Montage 0	14	140 mètres

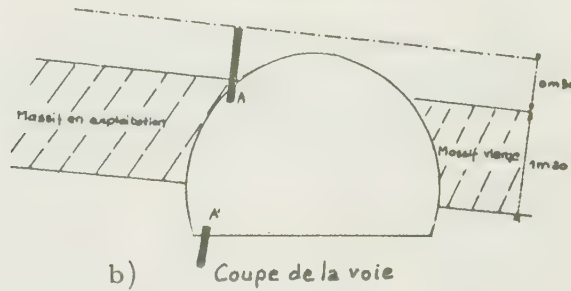
(1) Ces mesures nous ont été communiquées par nos collègues hollandais. Nous n'avons étudié que les 350 premiers mètres de voie, de nombreuses stations manquant dans les 150 mètres suivants.

Distance des stations	Paramètre	Nature des périodicités		
		L1	L2	L3
7,5 m	C_{-20}^{100}	25 m	70 m	environ 210 m
5 m	C_{-30}^{50}	17 m	environ 40 m	tendance décroissante
3 m	C_{-25}^{30}	environ 55 m		
10 m	C_{-20}^{50}	35 m		
4 m	C_{-20}^{50}	12 m	31 m	tendance périodique
7 ou 14 m	C_{-20}^{50}	30 m		
1,2 m	C_{-20}^{50}	18 m	environ 80 m	tendance croissante
10 m	C_{-10}^{50}	40 m	environ 160 m	
12 m	C_{-10}^{100}	35 m	tendance croissante	
2,4 m	C_{-30}^{50}	40 m		
4,8 m	C_{-10}^{100}	42 m		
3,6 m	C_{-10}^{10}	27 m	tendance croissante	
6,5 m	C_{-30}^{50}	32 m	tendance périodique	
10 m	C_{-20}^{50}	28 m	tendance décroissante	



156

a) Vue en plan de la voie



b) Coupe de la voie

Fig. 57 - Implantation de 6 doublets de mesure dans la voie E M NO 600, la Houve.

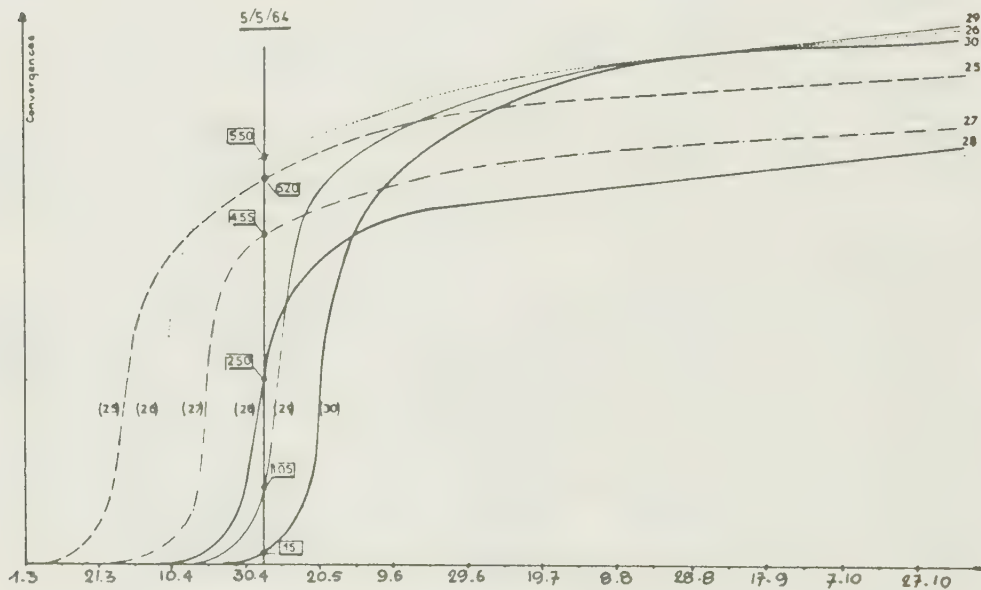


Fig. 58a - Convergences en fonction du temps de 6 doublets de la voie E M NO 600, la Houve.

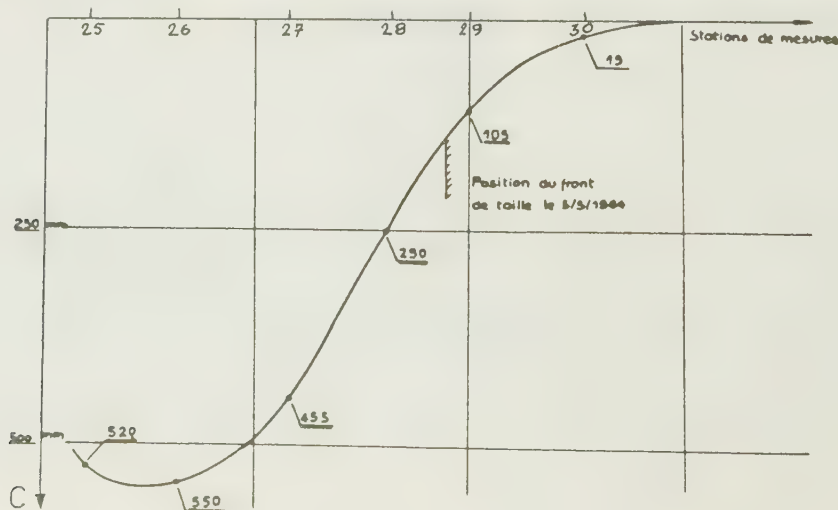


Fig. 58b - Profil le 5. 5. 64 de la voie E M NO 600.

PROFILS D'UNE VOIE

La périodicité des convergences le long des voies ayant été ainsi mise en évidence à partir de l'étude des corrélogrammes, nous en avons recherché la signification physique. Nous avons, pour celà, construit ce que nous appelons les "profils d'une voie". On peut les considérer, en première approximation, comme les déformées dutoit de la voie pour des positions données du front de taille. Nous allons les définir de façon opératoire à partir d'un exemple. Les positions de 6 doublets de mesure correspondant aux stations 25, 26, 27, 28, 29 et 30 installés dans une voie de la Houve en Lorraine, sont repérées sur la vue en plan de la voie (fig. 57a) et sur la coupe de la voie (fig. 57b). Il s'agit de doublets AA' placés du côté de la taille en exploitation, l'autre côté étant le massif vierge.

Traçons, pour ces 6 doublets, les courbes d'évolution des convergences en fonction du temps. Elles sont représentées sur la figure 58 a. On voit que le 5.5.1964 par exemple, le doublet de la station 25 a convergé de 520 mm, celui de la station 26 de 550 mm, etc... Si nous reportons ces convergences sur un graphique où sont repérées les positions de chacun des doublets posés le long de la voie, nous obtenons la courbe de la figure 58b. Cette courbe est le "profil de la voie" le 5.5.1964. Nous y ajoutons la position du front de taille par rapport aux doublets à la date considérée.

Notons que la représentation graphique que nous avons adoptée visualise les déformations de la voie, comme si tous les mouvements provenaient d'une descente du toit. Ceci est justifié par le fait que pour un doublet AA' situé contre le massif en exploitation, les mouvements du mur sont généralement faibles. Mais il faut retenir qu'il s'agit en fait de convergences, et ceci pour toutes les voies considérées dans cette étude.

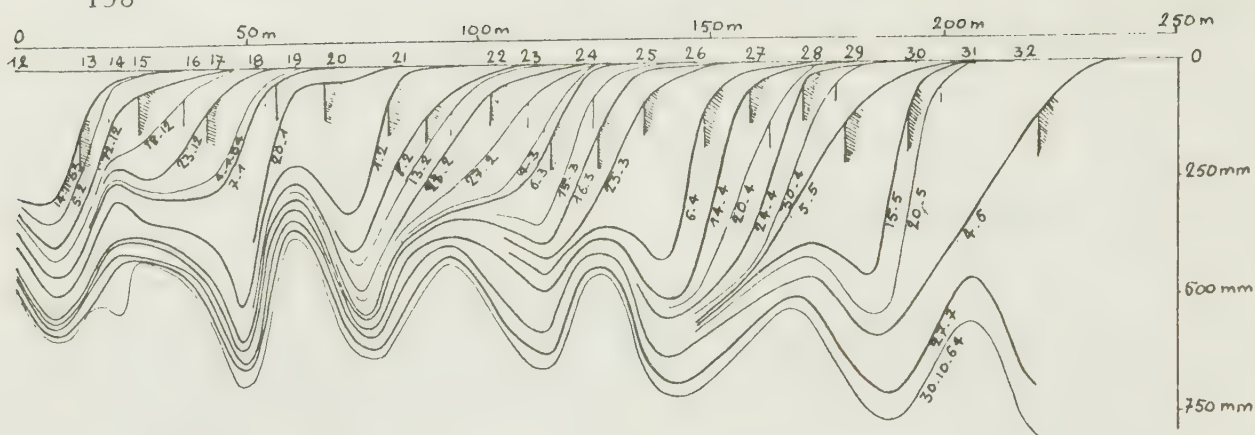


Fig.59 - La Houve, E M NO 600. Profils de la voie suivant la position du front de taille.

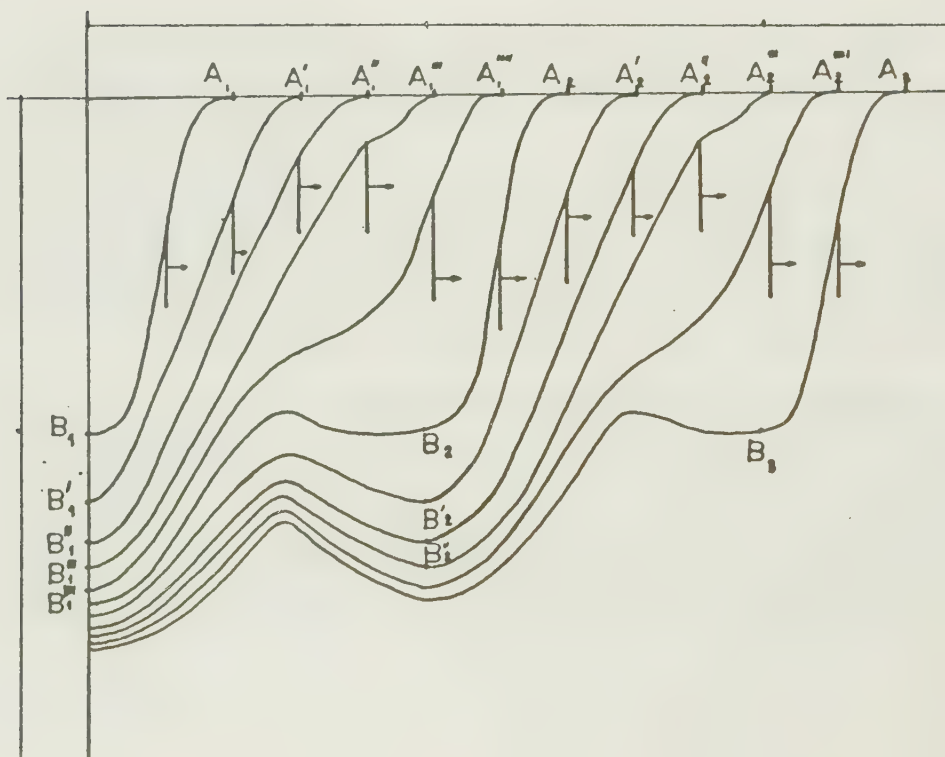


Fig. 60 - Schématisation de la déformation du toit avec l'avancement de la taille.

PERIODICITE DES PROFILS

Examinons sur la figure 59 les profils, ainsi construits à différentes dates, de la voie (E.M. - N.O. 600 à la Houve). Les doublets de mesure sont répartis sur une longueur de 220 mètres environ. Précisons qu'il s'agit d'une voie influencée par un premier passage de taille. Elle est protégée du côté en exploitation par un épi de remblai d'une largeur de 8 mètres environ; l'autre côté est le massif vierge. Le soutènement est constitué par des cintres T.H.. Les doublets de mesure étudiés sont situés, comme il a été dit précédemment, contre le parement en exploitation (position AA' sur la figure 57 b).

On constate que le profil final, c'est-à-dire le profil obtenu lorsque le front de taille est très éloigné, présente une allure très caractéristique en "tôle ondulée" : les convergences finales ont une amplitude périodique le long de la voie. C'est cette périodicité qui apparaît sur les corrélogrammes précédents. Mais l'examen des profils apporte un élément supplémentaire : c'est que la périodicité des convergences est liée à un processus périodique de déformation des bancs, dans le sens longitudinal de la voie. Ce comportement est schématisé sur la figure 60, où il apparaît plus clairement.

Partons d'un profil initial A_1B_1 . Lorsque le front de taille progresse, A_1 se déplace horizontalement en A'_1 tandis que le point B_1 se déplace verticalement en B'_1 . La portée augmente encore tandis que le front progresse : $A''_1B''_1$, puis $A'''_1B'''_1$. Pour un nouvel avancement du front, se produit un fléchissement du profil $A''''_1B''''_1$ qui prend naissance au voisinage du front de taille. Ce fléchissement s'accroît et on retrouve la forme du profil initial A_1B_1 en A_2B_2 à partir duquel le même processus recommence. Nous soulignons à dessein que c'est au voisinage du front que s'amorce le phénomène ; l'explication que nous tenterons d'en donner par la suite, repose en effet sur cette remarque.

C'est un comportement encore analogue que l'on retrouve dans

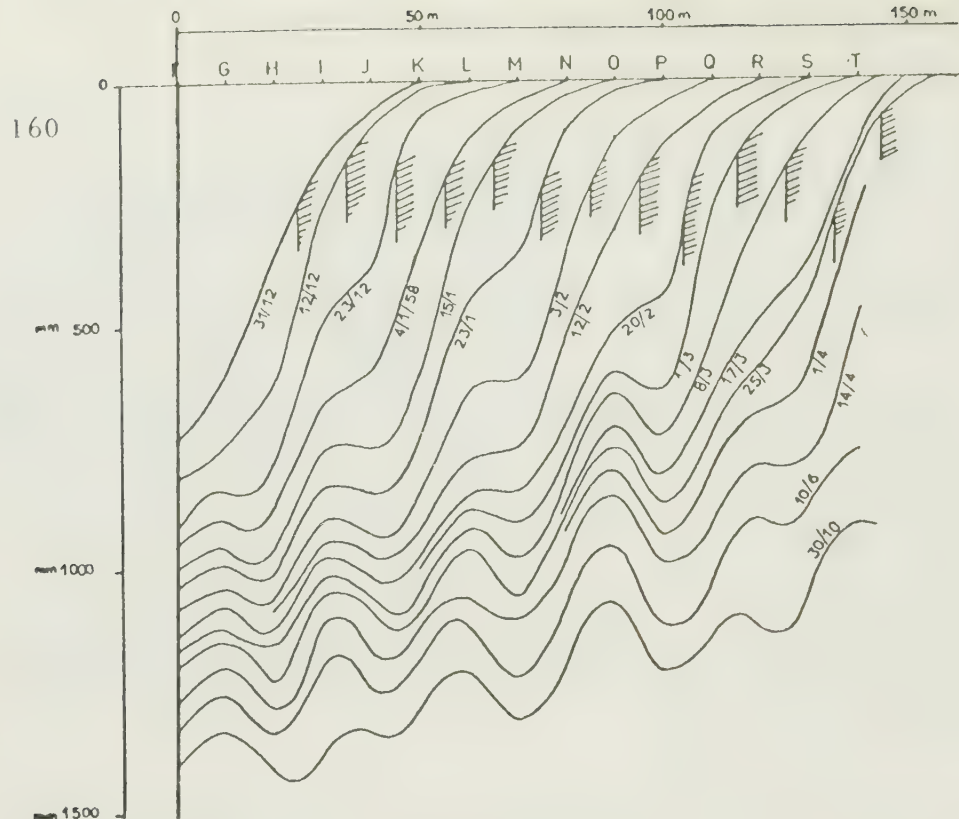


Fig. 61 - Provence montage 0. Profil de la voie suivant la position du front de taille.

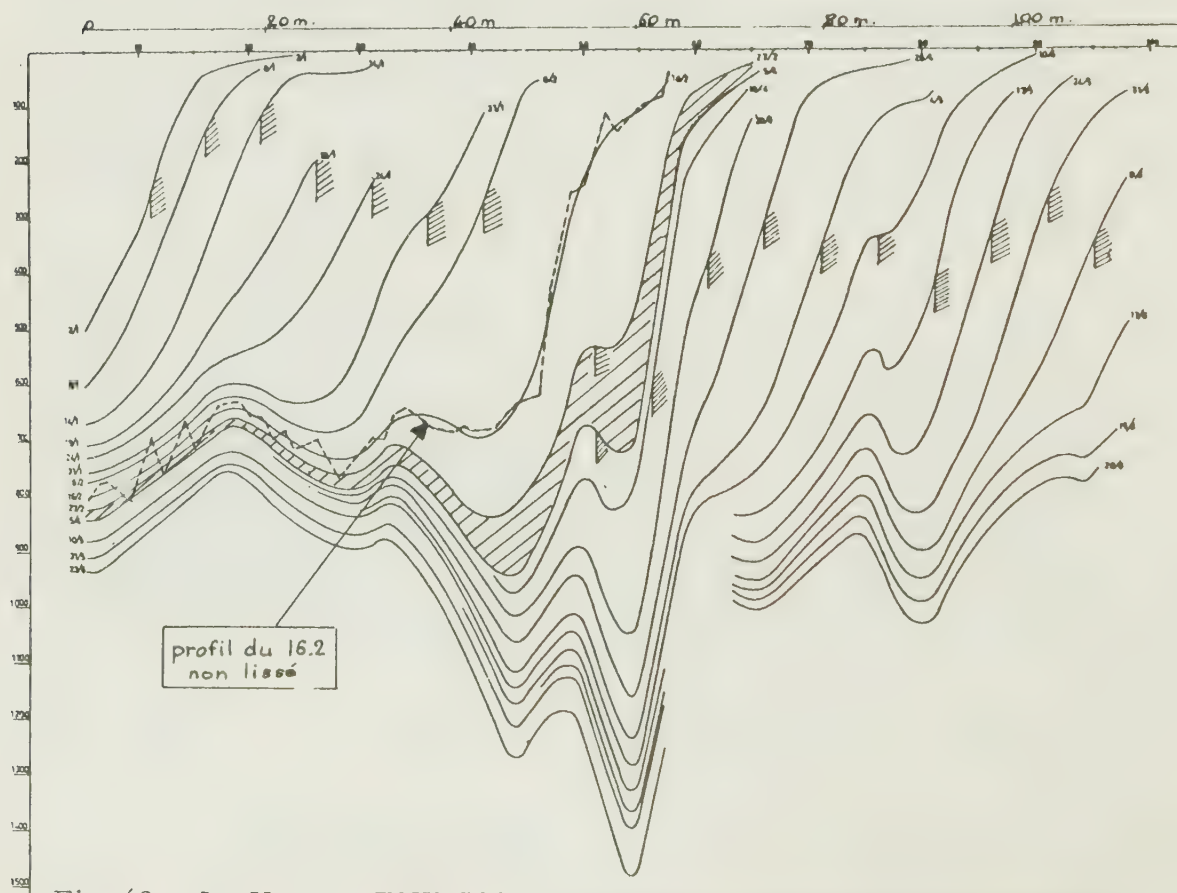


Fig. 62 - La Houve, ENE 500. Profils de la voie suivant la position du front de taille.

la voie de Provence, dont le corrélogramme était représenté figure 54. Les profils à différentes dates, correspondant à des avancements de 10 mètres du front de taille, sont représentés sur la figure 61. Il s'agit cette fois-ci d'une voie influencée par un second passage de taille. Elle est aussi protégée par un épi de remblai du côté en exploitation ; l'autre côté est constitué par l'épi de remblai de la première exploitation. Comme dans le cas précédent, les doublets de mesure sont espacés d'environ 10 mètres.

Pour étudier le phénomène de façon plus précise, nous avons installé dans une voie (E.N.E. 500 à la Houve) 100 doublets de mesure beaucoup plus rapprochés et distants de 1,2 mètre seulement. La figure 62 représente les profils obtenus (1) lissés par moyennes mobiles. On observe les mêmes variations périodiques que dans les deux cas précédents. Mais au profil lissé (en trait plein) correspondant à la date du 16.2 est superposé le profil réel (en pointillés) : on constate que ce profil réel est loin d'être continu. Ces discontinuités sont liées à l'hétérogénéité des terrains immédiats, du point de vue de leur état de fracturation et des expansions qu'ils ont subies. La périodicité serait donc liée au comportement des bancs supérieurs du toit.

INTERPRETATION DU PHENOMENE

Nous pensons que le phénomène de périodicité des déformations le long d'une voie, que nous venons de mettre en évidence, peut être interprété en faisant intervenir des ruptures périodiques du toit au voisinage du front de taille.

(1) La surface hachurée correspond à un arrêt prolongé de l'exploitation du 25.2 au 5.4. L'étude du régime des mouvements pendant cet arrêt sera d'ailleurs abordée au chapitre suivant.

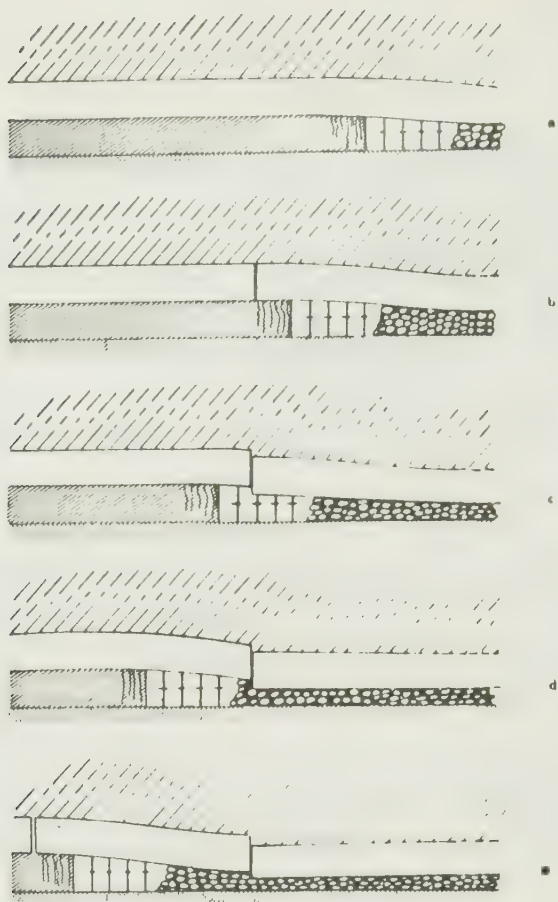


Fig. 63 - Processus des ruptures périodiques du toit.

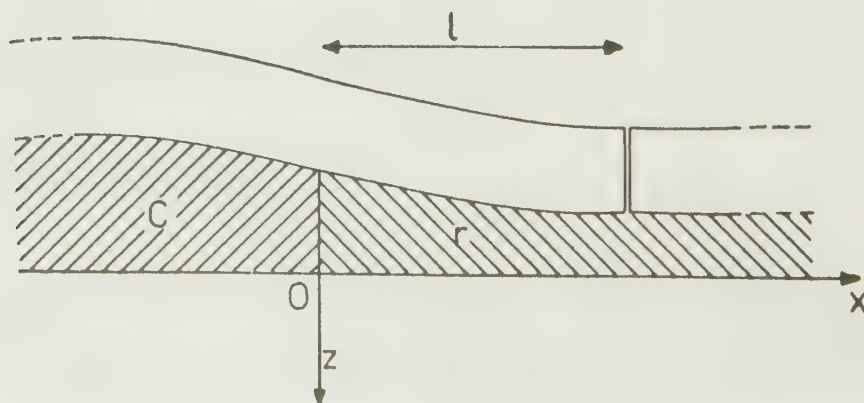


Fig. 64 - Schématisation d'un toit par une poutre en porte-à-faux sur appuis élastiques.

Le processus des ruptures est schématisé sur la figure 63. Les déformations que nous mesurons du côté du massif en exploitation sont liées au comportement des bancs au-dessus de l'épi de protection de la voie. Dans une coupe verticale parallèle à la voie, ces bancs se présentent comme l'indique la figure 63 a. Ils s'appuient sur le massif, en avant du front de la niche de pied de taille, et sont soutenus en arrière du front par le soutènement de la niche, puis par l'épi de remblai. Ils sont soumis à des efforts de cisaillement qui sont maximaux au-dessus de l'arête constituée par le charbon non fissuré. Il peut se produire là une rupture des premiers bancs du toit (fig. 63 b). Lorsque le front progresse, les bancs se trouvent donc en porte à faux au dessus de la niche, puis de l'épi de remblai (fig. 63 c et 63 d). Pour une certaine longueur L de porte à faux, on assiste à une nouvelle rupture (fig. 63 e) et le processus se poursuit, de façon périodique, avec une période égale à L .

Pour confronter, de façon quantitative, cette interprétation à l'expérience, nous allons calculer théoriquement la longueur L . Pour celà, schématisons le toit de la voie, du côté de l'exploitation (fig. 64) par une poutre semi-infinie, reposant sur le massif en avant du front, et dont le porte à faux repose sur l'épi de remblai. Nous négligeons donc la fissuration du massif et nous assimilons le soutènement de la niche à du remblai. Soit ℓ la longueur du porte à faux. Comme dans le calcul du chapitre II, nous admettons que la poutre est soumise à des contraintes verticales que nous écrirons :

$$\begin{aligned} & -cw \text{ pour } x \leq 0, \\ & r(qW - w) \text{ pour } 0 < x < \ell, \end{aligned}$$

où qW représente la déformation maximale du remblai (1). Les

(1) Pour une déformation égale à qW la réaction exercée par le remblai équilibre le poids des terrains sus-jacents. Cette façon d'écrire est plus opératoire parce que qW peut être déterminé expérimentalement.

équations de la déformée sont alors :

$$\begin{aligned}
 x \leq 0 : \quad w &= qW e^{\gamma x} (a \cos \gamma x + b \sin \gamma x) \\
 0 \leq x < \ell : \quad w &= qW \left[1 - (A \cos \rho x \operatorname{ch} \rho x + B \cos \rho x \operatorname{sh} \rho x \right. \\
 &\quad \left. + C \sin \rho x \operatorname{ch} \rho x + D \sin \rho x \operatorname{sh} \rho x) \right].
 \end{aligned}$$

Les constantes a , b , A , B , C et D sont déterminées par les conditions de continuité de w , w' , w'' et w''' au voisinage de $x = 0$, et en exprimant que l'effort tranchant et le moment fléchissant sont nuls pour $x = \ell$.

Il ressort du calcul, que les efforts de cisaillement, dans le toit, sont maximaux à l'aplomb du front de taille. En admettant que r est petit devant c et par conséquent ρ devant γ , et que $\rho \ell$ est petit devant 1, on montre que l'effort tranchant maximal T_0 est, en fonction de la longueur ℓ du porte à faux, approximativement égal à :

$$T_0 \neq - r q w \ell .$$

Lorsque le front de taille progresse et que ℓ augmente, la valeur de T_0 peut dépasser la résistance au cisaillement de la poutre : les valeurs des résistances au cisaillement des schistes qui constituent très souvent les toits sont en effet très faibles et généralement comprises entre 40 et 80 kg/cm². Il y a alors rupture au-dessus de l'arête de la veine chaque fois que la longueur du porte à faux dépasse une certaine longueur critique L .

Une telle interprétation permettrait d'ailleurs d'expliquer aussi la superposition de plusieurs périodes, de longueurs croissantes, mise en évidence dans certaines voies : il s'agirait de ruptures successives des bancs supérieurs du toit, bancs d'autant plus épais que l'on s'élève vers la surface et par suite d'autant plus résistants au cisaillement.

L'étude de la liaison existant entre les longueurs des périodes observées et les convergences moyennes des différentes voies,

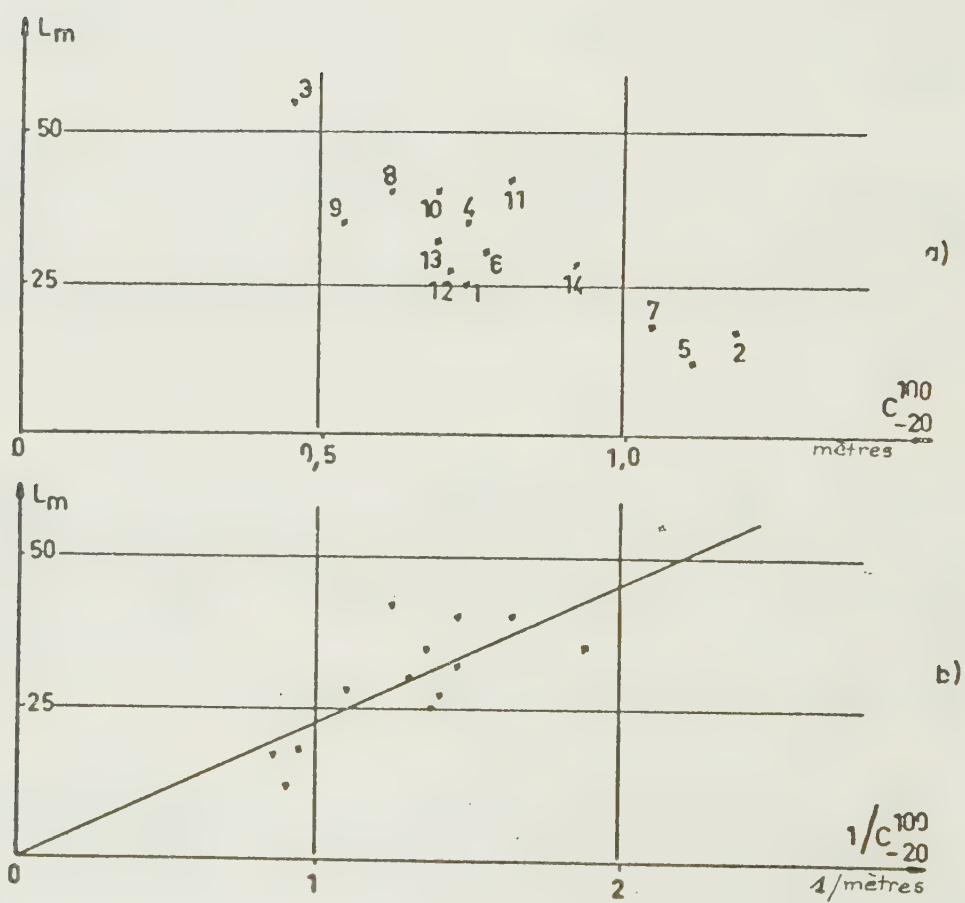


Fig. 65 - Liaison entre période et convergence moyenne.

nous a fourni une justification de cette interprétation qui nous semble avoir beaucoup de poids. En effet, d'après le calcul précédent, la longueur de la période L serait liée à qW par la relation :

$$L \neq \frac{(T \text{ max})}{r} \frac{1}{qW} ,$$

et par conséquent, elle devrait être inversement proportionnelle à l'affaissement final qW . La figure 65 a représente, pour les 14 voies étudiées, la longueur de la plus petite des périodes mises en évidence dans chaque cas, en fonction de la convergence C_{-20}^{100} moyenne de la voie, convergence qui est presque égale à l'affaissement final qW (1). La figure 65 b montre que l'on peut bien admettre que la longueur de la période est inversement proportionnelle à la convergence moyenne. Le coefficient de corrélation est hautement significatif.

Il est égal à 0,84. Cela signifie que 70 % des variations des longueurs de période d'une voie à l'autre sont concomitantes avec les variations des convergences moyennes C_{-20}^{100} , et par conséquent avec celles des convergences finales qui ne dépendent que de l'ouverture exploitée W et de la nature du remblai défini par le coefficient q . On doit en déduire que les valeurs de r et, surtout, les propriétés mécaniques des toits, caractérisées par $(T \text{ max})$, varient peu d'un chantier à l'autre : ces variations contribuent en effet pour 30 % seulement aux variations des longueurs de période.

Notons aussi que l'existence d'une telle liaison nous permet de prévoir à priori, avec une précision de ± 5 mètres environ, la lon-

(1) Nos études ont montré que, si les doublets sont posés contre le parement en exploitation, protégé, derrière la taille, par un épi de remblai, la convergence moyenne C_{-20}^{100} est sensiblement égale à 80 % qW , q ayant la valeur moyenne 0,6 du coefficient de remblayage d'un épi de remblai.

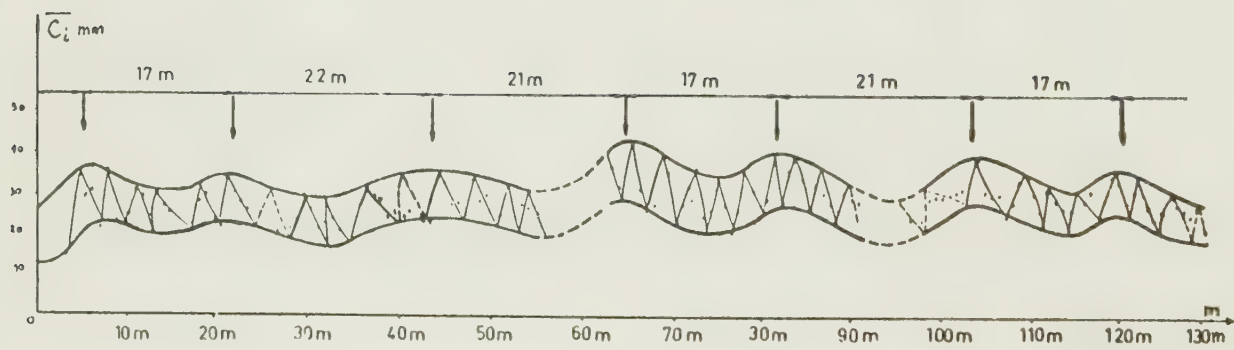


Fig. 66 - Evolution périodique des convergences avec l'avancement de la taille (Marthe).

gueur de la période des variations de la convergence le long d'une voie. Or on est souvent amené à effectuer des essais pour comparer différents types de soutènements. Le plan d'expérience qui offre les plus grandes garanties quant à la validité des résultats, consiste à effectuer des alternances et des répétitions de zones équipées de l'un ou l'autre soutènement, par exemple :

$$S_1, S_2, S'_1, S'_2,$$

dans le cas de deux soutènements S_1 et S_2 . Or si par malchance, et la malchance s'en mêle souvent, la longueur de chaque zone a justement été fixée à une valeur voisine de la longueur d'une demi-période, les résultats seront faussés. La longueur de zone optimale est celle d'une période.

B 2. Ruptures périodiques perpendiculairement à la stratification dans les tailles

Nous avons recherché si les phénomènes de ruptures périodiques que nous venons de mettre en évidence dans les voies, n'existaient pas aussi dans le cas des déformations planes, c'est-à-dire dans les tailles.

MISE EN EVIDENCE DE RUPTURES PERIODIQUES DES TOITS DE TAILLES

Nous avons, pour celà, installé, à chaque avancement, dans une taille des H.B.N.P.C. (Hénin-Liétard - Marthe), une vingtaine de doublets de mesures répartis sur une même ligne i , et calculé la moyenne C_i des convergences de ces doublets, telles qu'elles ont été définies au début du premier chapitre. La figure 66 représente l'évolution des convergences moyennes C_i pour envi-

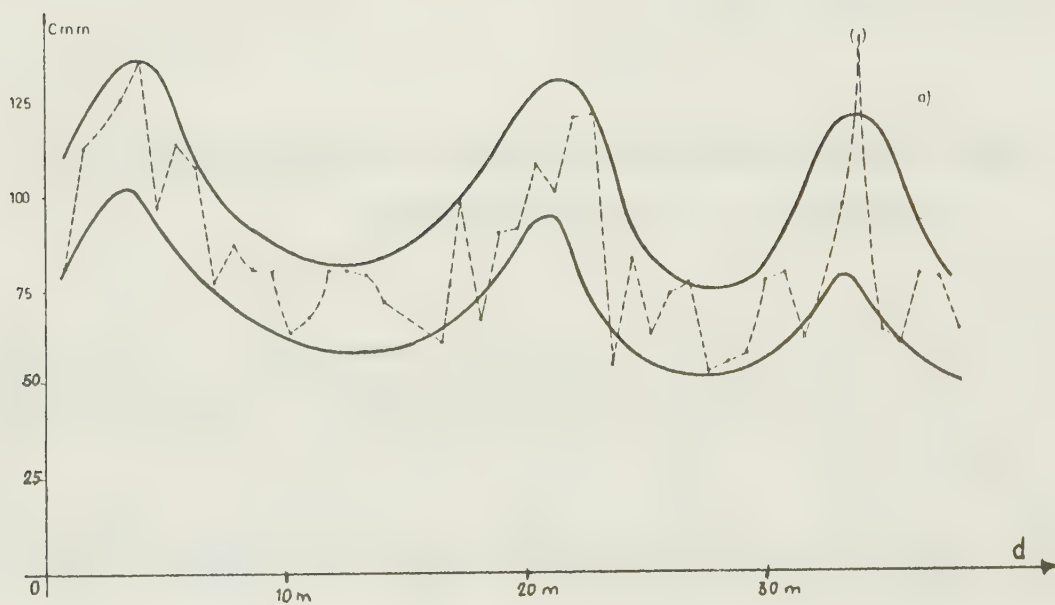


Fig. 67 - Evolution périodique des convergences avec l'avancement de la taille (Joséphine).

ron 220 avancements successifs du front de taille. On constate que cette évolution est très nettement périodique avec une période de 18 mètres environ, qui est l'ordre de grandeur de la période L_1 observée dans les voies. Il s'agit du même phénomène, qui est à rapprocher aussi de la "pression périodique" souvent évoquée par les mineurs, qui l'interprètent aussi par des foudroyages cycliques des bancs du toit.

La périodicité des convergences a pu être mise aussi en évidence dans une autre taille des H. B. N. P. C. (Joséphine), pendant la période du 3 au 18.1.66. La figure 67 fait apparaître une période de 15 à 20 mètres; mais l'amplitude des variations des convergences est beaucoup plus grande, et les croissances et surtout les décroissances des convergences beaucoup plus brutales (1). Il est possible que la brutalité du phénomène, dans cette taille, provienne de ce que le toit est réputé être "très raide". Nous reviendrons, par la suite, sur ce cas particulièrement intéressant parce que l'état du toit de la taille y est lié à la périodicité des convergences.

Comme dans le cas des voies, nous interprétons cette périodicité, de période égale à une vingtaine de mètres, par des ruptures périodiques du haut toit. Mais il convient de noter une différence essentielle: c'est l'existence le long des voies de l'appui constitué par l'épi de remblai. Il en résulte que, contrairement à ce qui se passe dans les tailles, le toit immédiat est soutenu.

RUPTURES PERIODIQUES DU TOIT IMMEDIAT DANS LES TAILLES

Dans les tailles, il se foudroie en arrière de la dernière ligne d'étaçons. Nous avons pu montrer que son foudroyage se produit

(1) On voit, sur cet exemple, l'importance d'une durée suffisante des campagnes de mesure de convergences en tailles, si l'on veut obtenir une moyenne C_m représentative de ces convergences. Cela justifie la durée de 15 jours au moins que nous avons préconisée au début du premier chapitre.

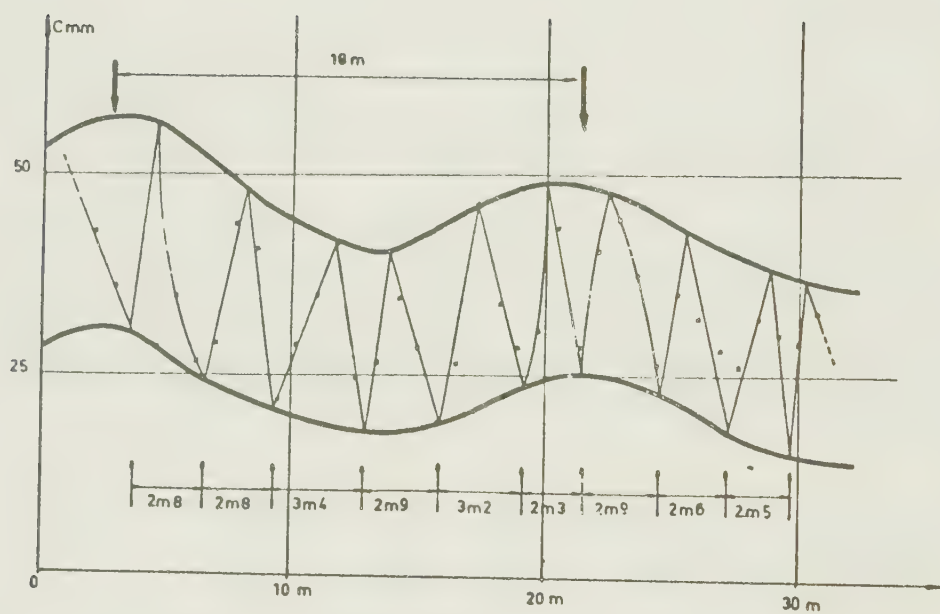


Fig. 68 - Evolution des convergences avec l'avancement de la taille (Marthe).

également de façon périodique. En effet, on peut observer sur la figure 68, relative à une partie de l'expérience effectuée du 1 au 15.7.64, dans la taille de Marthe déjà citée, une périodicité bien marquée de période très petite, égale en moyenne à 2,8 mètres.

Pour montrer que ce phénomène ne pouvait être imputé au hasard, nous avons utilisé le test statistique des longueurs de phases (1). Il nous a permis d'établir que la série constituée par les convergences moyennes C_i (où l'indice i repère les avancements successifs du front) ne pouvait pas être considérée comme aléatoire.

Le processus que nous invoquons pour expliquer cette seconde périodicité est schématisé sur la figure 69 : il y a foudroyage cy-

(1) On appelle point critique, sur le graphique de la figure 66, tout point encadré par deux résultats inférieurs ou par deux résultats supérieurs; et on appelle longueur de phase la distance entre deux points critiques successifs. On démontre alors, en convenant de considérer le premier et le dernier des n points de la série comme des points critiques, que la probabilité des phases de longueurs λ , dans l'hypothèse du caractère aléatoire de la série, s'écrit :

$$p_{\lambda} = \frac{2}{n} \left[\frac{n - \lambda}{(\lambda + 1)} - 2 \frac{n - \lambda - 1}{(\lambda + 2)} + \frac{n - \lambda - 2}{(\lambda + 3)} \right]$$

Utilisant cette formule, on peut calculer le nombre théorique np_{λ} de phases de longueurs λ et le comparer au nombre n_{λ} observé :

λ	1	2	3
n_{λ}	6	12	2
np_{λ}	15,08	6,36	2,23

Le test du X^2 (à 2,5 degrés de liberté, comme l'ont montré Wallis et Moore) permet de montrer qu'il y a moins de 1 chance sur 100 pour que la série observée soit aléatoire.

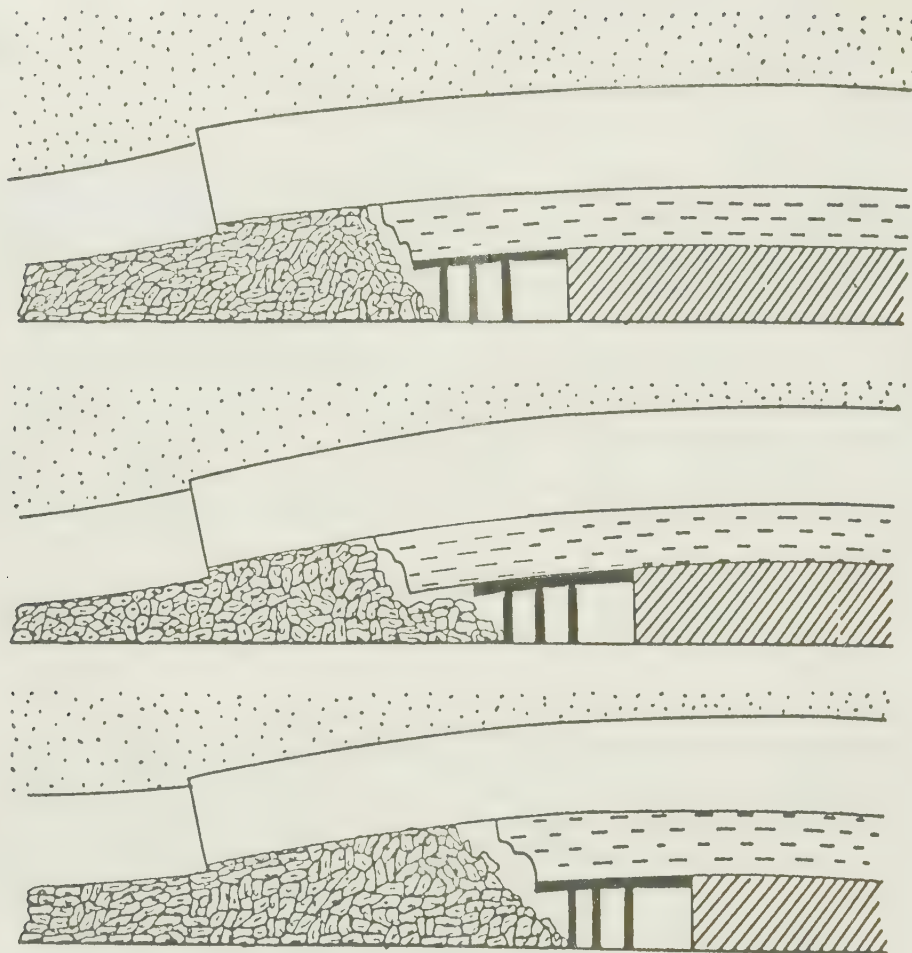


Fig. 69 - Ruptures périodiques du toit immédiat en taille.

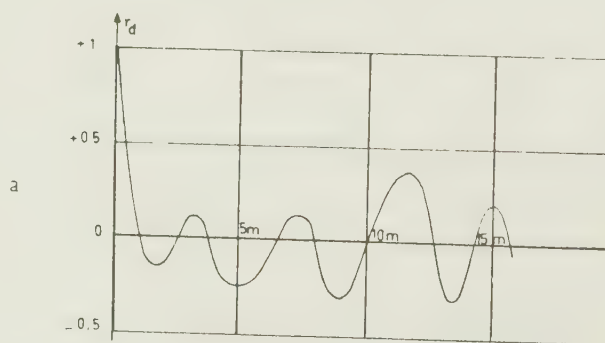
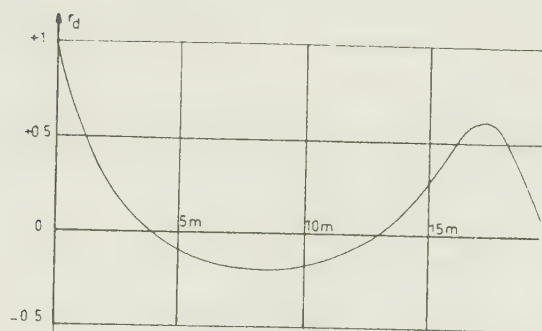


Fig. 70 - Exemples de corrélogrammes des convergences en tailles pour des avancements successifs.

clique du toit immédiat. Contrairement à ce qui se passe dans le cas des ruptures du haut toit, celles du toit immédiat se produisent en arrière de la partie ouverte de la taille, à l'aplomb de la dernière ligne d'étauçons.

Il est remarquable de noter que, lorsque la périodicité due au bas toit est très marquée, comme c'est le cas de la taille Marthe (fig. 68), celle due au haut toit est peu marquée ; tandis que lorsque ce sont les ruptures du haut toit qui donnent lieu à des variations importantes de l'amplitude des convergences, comme dans la taille Joséphine (fig. 67), les ruptures du bas toit sont presque insensibles. On peut ainsi distinguer deux types de comportements des toits de tailles. Les différences apparaissent très nettement sur les corrélogrammes des convergences moyennes le long du front C_i , pour des avancements successifs i de la taille : ils peuvent présenter l'une des deux allures indiquées sur la figure 70. Le premier (fig. 70 a) indique une prédominance des effets des ruptures du haut toit (période égale à 17 mètres environ). Le second (fig. 70 b) indique au contraire une prédominance des effets des ruptures du toit immédiat (période égale à 4 mètres environ). Une même taille peut d'ailleurs évoluer du type a au type b puisque les corrélogrammes de la figure 70 concernent une même taille (H. B. N. P. C. Joséphine) : le premier pendant la période du 3 au 18.1.66, le second moins d'un mois plus tard entre le 10 et le 22.2.66.

Nous formulons l'hypothèse suivante : la différence de comportement tient à la raideur relative du toit immédiat et du haut toit, raideur dépendant à la fois de leur nature et de leur hauteur. Dans le premier cas, le banc constituant le toit immédiat est plus raide, et c'est le haut toit qui se décolle des bancs supérieurs lorsque son porte à faux augmente jusqu'à la rupture. Dans le second cas, c'est le toit immédiat moins raide qui se décolle du haut toit.

Le rôle du soutènement n'est peut-être pas le même dans ces deux cas. S'il s'agit de limiter les décollements du toit immédiat, il est possible qu'il existe une valeur optimale de sa force portante, au delà de laquelle il y aurait détérioration du toit. S'il s'agit au contraire du haut toit, la force portante pourrait et devrait être beaucoup plus grande.

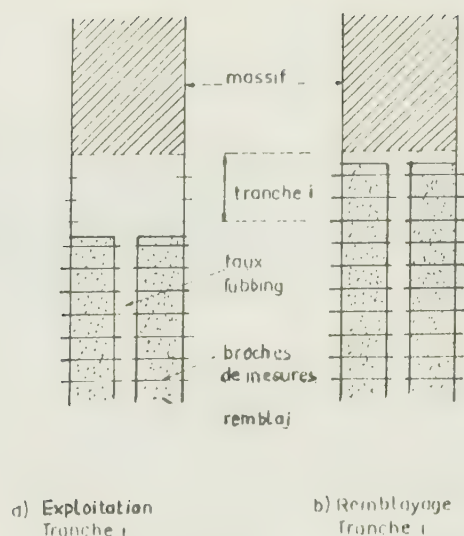


Fig. 71 - Mesure des convergences dans une exploitation en dressants.

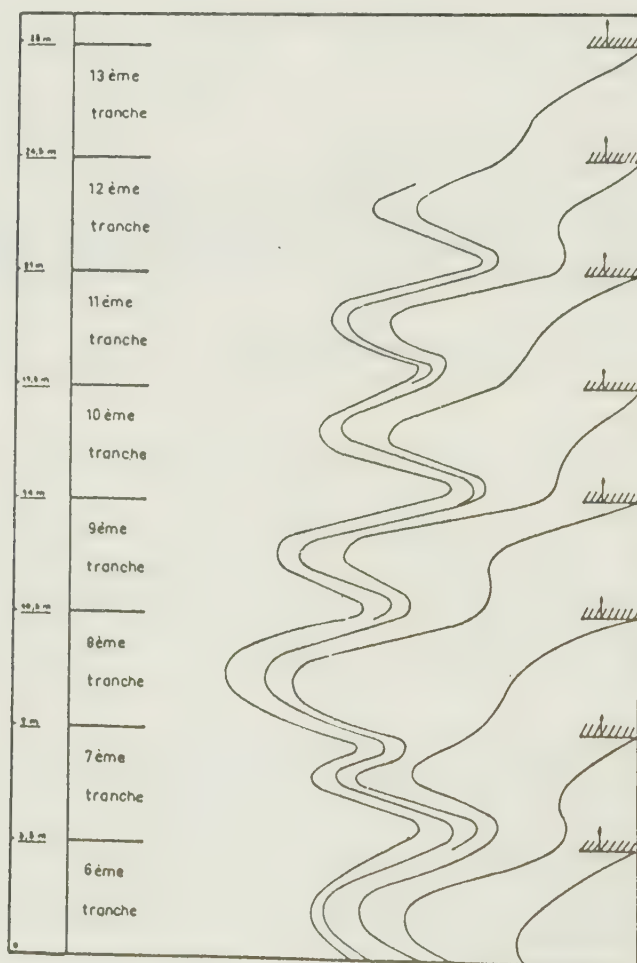


Fig. 72 - Profils à la fin de l'exploitation de chaque tranche dans une exploitation en dressants (Frieda 5 Nord - Merlebach).

REMARQUE SUR LA PERIODICITE DES DEFORMATIONS DANS LES EXPLOITATIONS EN DRESSANTS

Il semble bien que ce soit la périodicité de période petite, liée à des ruptures du toit immédiat, qui soit mise en évidence sur les profils des épontes dans les exploitations en dressants de Merlebach.

Pour pouvoir, dans une telle exploitation, continuer à mesurer les mouvements dans les zones déjà remblayées et étudier les déformations des épontes, au fur et à mesure de l'exploitation des tranches supérieures, nous avons installé un "faux tubing" où aboutissaient les broches de mesure et dans lequel on pouvait descendre (fig. 71).

Les profils après l'exploitation de chaque tranche, tels qu'ils ont été définis dans le paragraphe précédent, sont représentés sur la figure 72 : une périodicité dont la période correspond à la hauteur d'une tranche, soit 3,5 mètres, y apparaît très nettement.

LIAISON ENTRE L'ETAT DU TOIT ET LA PERIODICITE DES CONVERGENCES EN TAILLES

Comme nous l'avons dit dans l'introduction, une sujétion importante de l'exploitation est la dégradation des toits de tailles. Nous avons entrepris des mesures destinées à les mesurer. On peut dire que, dans l'état actuel, seule la méthode de mesure a été mise au point. Mais les premiers résultats vont nous permettre de montrer qu'au moment des ruptures périodiques, que nous avons mises en évidence à partir des mesures de convergences, il se produit des chutes de toits importantes. Cela donne une grande portée pratique à l'étude de la périodicité des convergences.

La méthode de caractérisation de l'état du toit consiste à délimiter le long du front de taille des zones de 10 mètres de lon-

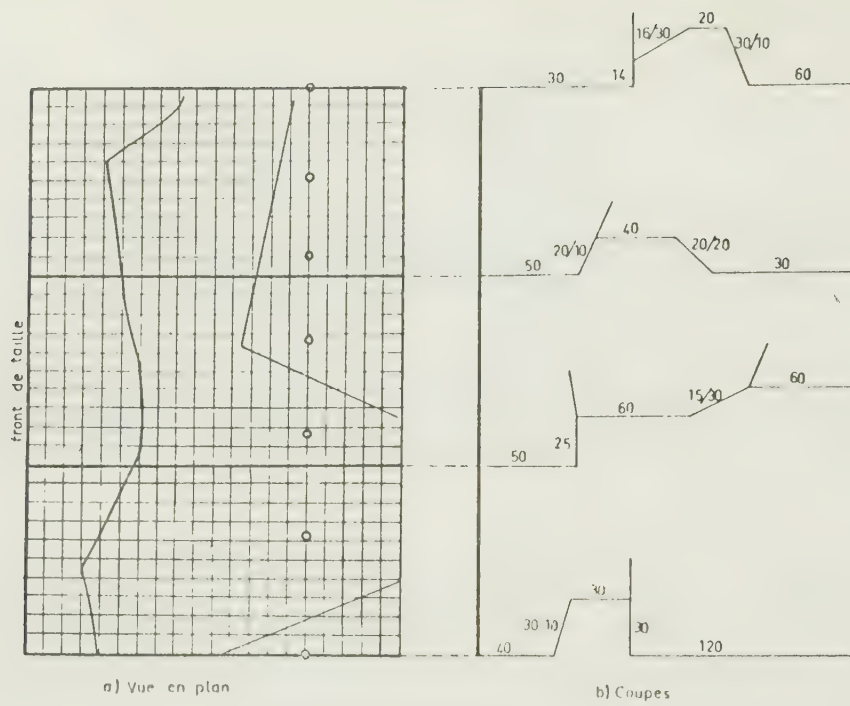


Fig. 73 - Mesures des états de toit en taille.

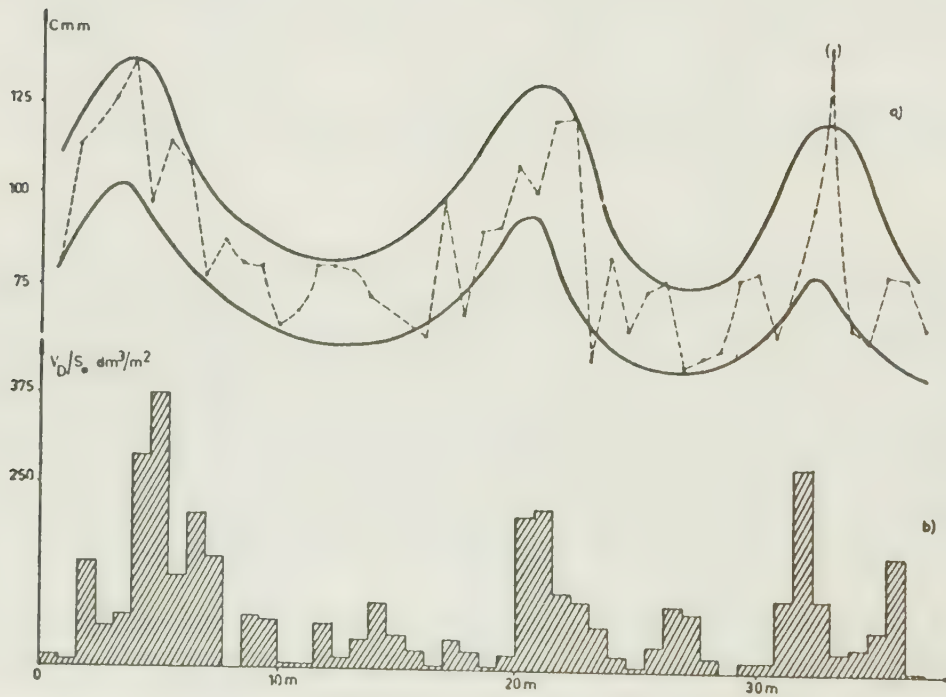


Fig. 74 - Liaison entre périodicité des convergences et état de toit.

gueur. Au milieu de chacune de ces zones, on relève l'état du toit sur une surface de longueur égale à 3 mètres, et comprise entre la première ligne d'étauçons et le front de taille (1).

Les relevés d'état de toit consistent :

- à dessiner en plan les limites des chutes de toit observées, à l'échelle (fig. 73 a),
- à représenter, rabattues, des coupes verticales du toit par quatre plans perpendiculaires au front et distants de 1 mètre (fig. 73 b). Ces coupes sont cotées (longueurs et hauteurs des décollements).

A partir de ces relevés, on peut calculer en particulier le volume décollé V_D . La surface observée que nous appellerons S_0 est variable parce que le front n'est pas parfaitement rectiligne. Aussi retiendrons nous pour caractériser l'état de dégradation du toit dans la zone observée le paramètre d'étude V_D/S_0 exprimé en décimètres cubes par mètre carré.

Une zone est suivie pendant une quarantaine d'avancements du front de taille. Et lors de chaque avancement, on peut caractériser l'état du toit par le volume décollé moyen du front.

La figure 74 b représente l'évolution de ces volumes moyens décollés V_D/S_0 avec l'avancement de la taille Joséphine, déjà citée pendant la période du 3 au 18.1.66. On remarque que le toit se dégrade de façon périodique, et que les chutes de toits de volume

(1) Il serait intéressant d'observer le toit sur toute la largeur ouverte du chantier, c'est-à-dire entre le front et la ligne de foudroyage. Cependant, nos premiers relevés d'état de toit, aussi bien que ceux du Docteur JACOBI en Allemagne, ont montré (au moins en ce qui concerne les chantiers équipés d'étauçons individuels) que les chutes de toit avaient lieu, pour la plupart, dès la découverte du toit. Nous avons donc dû décider de n'observer l'état du toit qu'en avant de la ligne 1, et ainsi limiter le temps d'exécution des relevés.

moyen important (plus de $300 \text{ dm}^3/\text{m}^2$) se produisent au moment où les convergences moyennes le long du front (fig. 74 a) sont maximales, c'est-à-dire lorsque se produisent les ruptures périodiques du toit. Comme nous l'avons déjà dit, il s'agit d'une taille réputée à "toit raide", ce qui rend vraisemblablement plus nets les effets des ruptures et en particulier la dégradation de l'état du toit.

CONCLUSION

Les terrains du houiller sont caractérisés par des résistances à la rupture très faibles devant les sollicitations auxquelles ils sont soumis du fait de l'exploitation. Il en résulte des phénomènes de rupture, que les mesures des déformations que nous avons effectuées nous ont permis de mettre en évidence. Deux types de ruptures sont ainsi apparus.

Les ruptures parallèles à la stratification sont à l'origine du feuilleteage des bancs qui intervient progressivement dans la phase de démarrage d'une taille. Elles se manifestent par des séries d'impulsions dans les déformations observées, jusqu'à ce qu'un régime permanent puisse s'établir, lorsque les bancs du haut toit trouvent un appui sur les éboulis du foudroyage. De l'instabilité des terrains, pendant cette phase, résulte une probabilité plus importante d'éboulement dans la taille.

Les ruptures perpendiculaires à la stratification ont tout d'abord été étudiées dans les voies. Elles permettent d'interpréter les variations périodiques de l'amplitude des convergences le long d'une voie. Dans les tailles, on assiste également à des phénomènes de ruptures. D'une part, le toit immédiat se foudroie périodiquement en arrière de la dernière ligne d'étaçons, chaque fois que la longueur du porte-à-faux dépasse deux ou trois mètres. D'autre part et surtout, il se produit des ruptures périodiques du haut toit. Le mécanisme en est le suivant : le haut toit est soumis à des contraintes de cisaillement maximales à l'aplomb de la limite entre le

massif fissuré et le massif intact, en avant du front de taille. Les contraintes sont liées à la longueur du porte-à-faux du haut toit au dessus des vieux travaux. Chaque fois, par conséquent, que cette longueur atteint un certain seuil critique, de l'ordre d'une vingtaine de mètres, il y a rupture. Les ruptures, qui se produisent donc périodiquement, donnent lieu à des variations des convergences dans la taille, pouvant, dans certains cas, être importantes et extrêmement brutales, ce qui a permis de les mettre en évidence. Ces phénomènes revêtent une importance pratique très grande parce qu'ils ont une incidence certaine sur la dégradation des toits de taille.

Chapitre 4

LES DEFORMATIONS DES TERRAINS DANS LEURS RAPPORTS AVEC LA RHEOLOGIE

Dans tout ce qui précède, nous n'avons pas fait intervenir le facteur temps. Or les mesures effectuées en laboratoire sur des éprouvettes de roches minières font apparaître que les relations contraintes-déformations sont liées au temps. D'autre part, les études des affaissements en surface ont montré que l'affaissement provoqué en un point, à l'instant t , par l'exploitation d'une surface S repérée par rapport à ce point est fonction de t et peut s'écrire (1):

$$w(S, t) = (1 - e^{-ct}) w(S, \infty),$$

où $w(S, \infty)$ représente l'affaissement que l'on constaterait au point considéré, si la taille s'arrêtait là où elle est à l'instant t . Le coefficient c a une valeur voisine de $\frac{1}{15}$ jours⁻¹.

Enfin, les mesures de convergence effectuées dans les voies ont permis de mettre aussi en évidence l'influence du temps sur les déformations au niveau de l'exploitation (2). Dans une voie influencée par la taille qu'elle dessert, par exemple, la courbe de convergence d'un doublet en fonction du temps subit, lors d'un

(1) S. KNOTHE - Influence du temps sur la formation de la cuvette d'affaissement. Archiwum gornietwa Hutnietwa. 1953. Tome 1, fasc. 1.

(2) B. SCHWARTZ - Etude des mouvements des épontes dans les exploitations minières. Industrie Minérale, vol. 42, N°5.

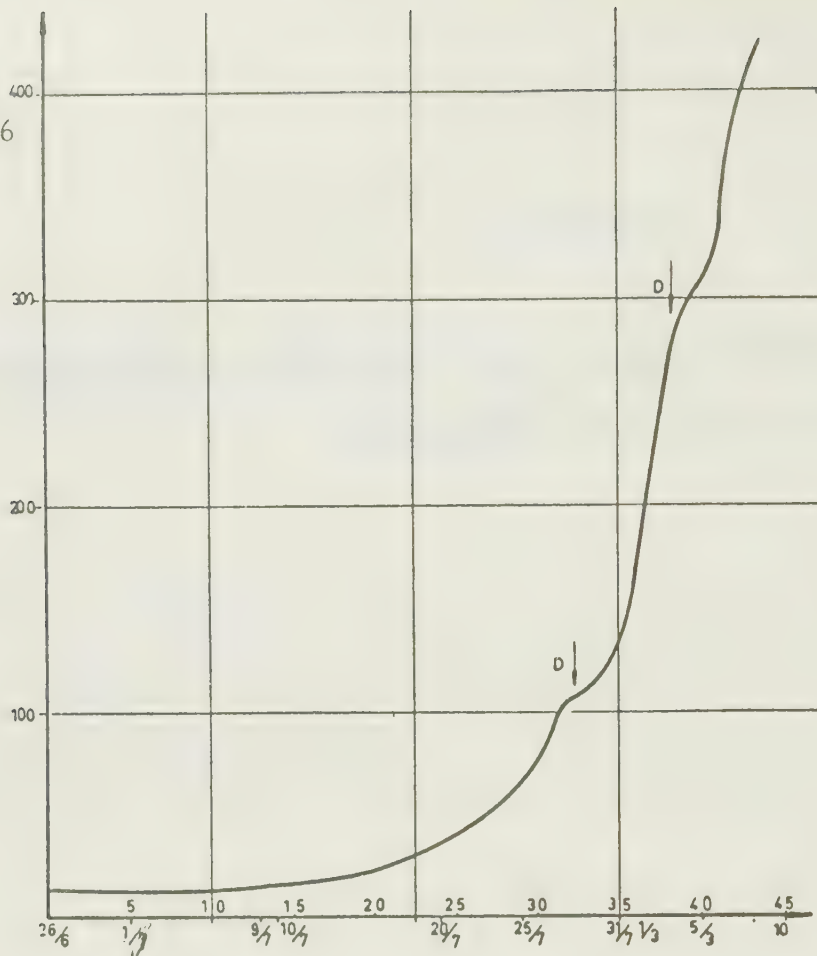


Fig.75 - Influence des arrêts de l'exploitation sur les convergences dans les voies.

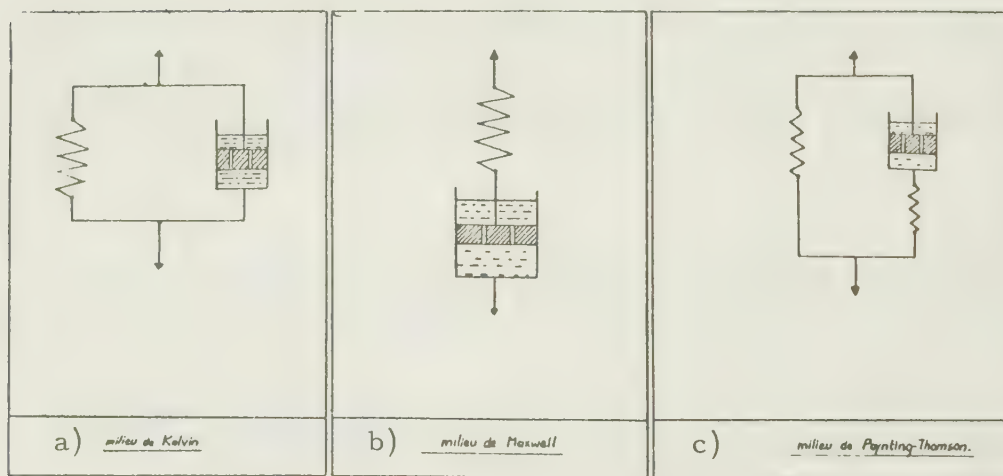


Fig.76 - Schématisation des milieux rhéologiques.

arrêt de la taille, un freinage net, mais elle continue à croître. C'est ce que l'on observe sur la figure 75 où les arrêts de l'exploitation, le dimanche, sont visibles sur la courbe, lorsque les mouvements sont suffisamment importants.

Nous nous proposons, dans ce dernier chapitre, de compléter les modèles construits dans les précédents chapitres en tenant compte de l'influence du temps. Les progrès récents de la rhéologie permettent de fournir une base théorique à cette étude : alors que dans la théorie classique de l'élasticité, on suppose que les déformations sont instantanées, la rhéologie fait intervenir le temps.

SCHEMATISATION DES MILIEUX RHEOLOGIQUES

Pour schématiser, en rhéologie, les propriétés mécaniques des corps, on se sert de modèles. Le plus simple de ces modèles consiste en un ressort qui symbolise les propriétés élastiques du milieu étudié. Un cylindre rempli d'un liquide visqueux, dans lequel se meut un piston perforé, symbolise la viscosité du milieu. En combinant des ensembles de ressorts et de cylindres, on peut obtenir une très grande variété de modèles qui symbolisent autant de milieux ayant des propriétés mécaniques différentes (1).

Les deux milieux rhéologiques les plus simples sont le milieu de Kelvin et le milieu de Maxwell. Le premier est symbolisé par la liaison en parallèle d'un ressort et d'un cylindre (fig. 76 a). Ces deux éléments en série symbolisent le milieu de Maxwell (fig. 76 b). On peut citer encore à titre d'exemple le milieu de Poynting-Thomson qui est une combinaison des deux précédents (fig. 76 c).

Pour se décider dans le choix du milieu qui est applicable à un cas particulier, il faut se référer aux études expérimentales.

(1) On peut aussi tenir compte de la plasticité du milieu. Elle est schématisée par un poids reposant sur une surface horizontale et sur lequel agissent les forces de frottement.

Nous serons ainsi amené dans la suite de ce chapitre à choisir le milieu de Kelvin parce qu'il se comporte d'une façon très analogue à une grande variété de roches, mais surtout parce qu'il permet, mieux que le milieu de Maxwell par exemple, de rendre compte des résultats des mesures que nous avons effectuées.

Dans le cas d'un milieu de Kelvin, la déformation produite à l'instant t , par une contrainte σ appliquée à l'instant θ et maintenue constante jusqu'à t , est donnée par l'équation différentielle :

$$E \varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma(\theta) ,$$

où η est le coefficient de viscosité du milieu. Après intégration de l'équation, on obtient l'expression suivante de la déformation à l'instant t :

$$\varepsilon = \frac{\sigma(\theta)}{E} \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta} (t - \theta)} \right] .$$

La forme de cette expression est à rapprocher de celle de l'affaissement en surface $w(S, t)$ écrite précédemment.



Dans l'étude expérimentale de l'influence du temps, on se trouve confronté à une difficulté. Ce facteur, en effet, intervient de deux façons différentes :

- d'une part il intervient sur la "cause" des déformations puisque la zone exploitée augmente en fonction de la vitesse d'avancement du chantier,
- d'autre part il intervient sur la transmission de la "cause" à l'"effet".

Dans le cas des déformations dans les tailles, dont l'étude fera l'objet du premier paragraphe, on bénéficie d'une circonstance

favorable. Les mesures effectuées portent sur les déformations pendant l'exploitation d'une allée. Or, en un point d'une taille, l'abattage d'une allée, c'est-à-dire la "cause" des déformations, est pratiquement instantané : on peut par suite étudier l'évolution des déformations entre deux passages successifs de l'engin d'abattage, c'est-à-dire la transmission de la cause à l'"effet". L'interprétation que nous en donnerons fait jouer un rôle primordial aux propriétés rhéologiques des toits de tailles.

Le comportement rhéologique des appuis et particulièrement du remblai joue également un rôle. Pour le dégager, nous interpréterons dans un deuxième paragraphe des mesures effectuées dans des voies. La méthode idéale consisterait à faire varier, suivant un plan d'expérience, la vitesse d'avancement d'un même chantier, ce qui est malheureusement impensable pour des raisons techniques. C'est pourquoi nous avons dû nous limiter à l'étude de l'influence du "temps pur", c'est-à-dire à l'étude des déformations pendant les arrêts de l'exploitation, arrêts hebdomadaires de courte durée, arrêts fortuits ou arrêts définitifs.

A. Comportement rhéologique des toits de tailles

Une première approche qualitative de l'influence de la vitesse d'avancement d'une taille sur la convergence moyenne nous sera fournie par l'interprétation des mesures décrites et exploitées dans le premier chapitre. Nous décrirons ensuite les importantes expériences réalisées dans deux tailles pour étudier l'évolution des convergences en fonction du temps entre deux passages successifs de l'engin d'abattage. Pour les interpréter, nous compléterons le modèle assimilant le toit d'une taille à une poutre, en introduisant ses propriétés rhéologiques. Un résultat annexe important de ces expériences est constitué par l'influence des caractéristiques du soutènement sur les convergences; étant donné la grande importance pratique de ce résultat, nous en ferons état à la fin de ce paragraphe.

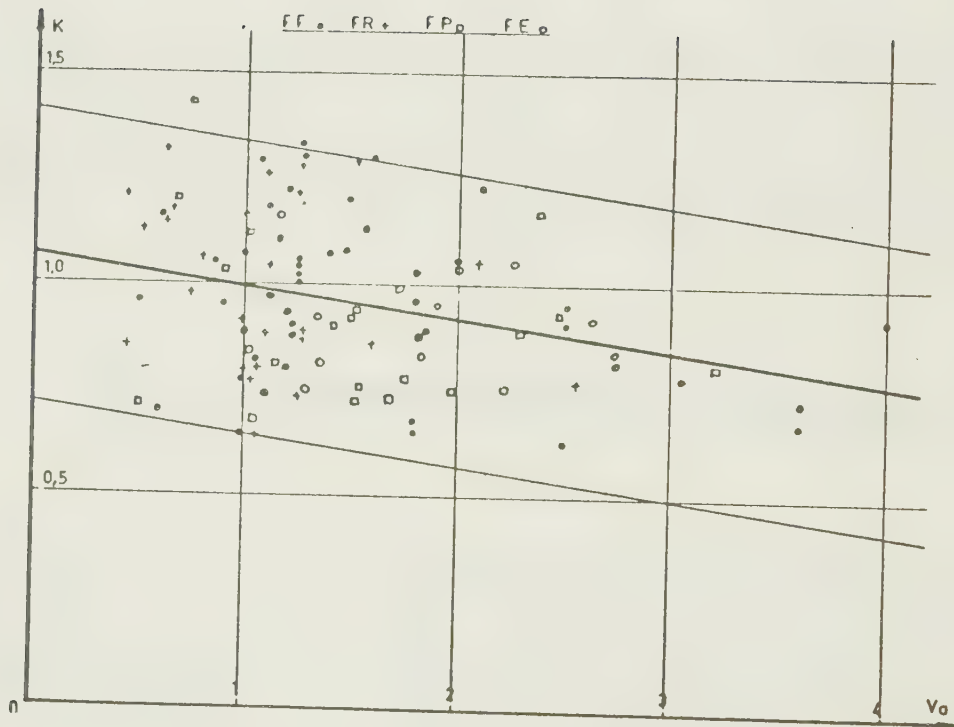


Fig.77 - Influence de la vitesse d'avancement sur les convergences par mètre d'avancement en tailles.

INFLUENCE DE LA VITESSE D'AVANCEMENT SUR LES CONVERGENCES EN TAILLES

Lorsque nous avons choisi, comme paramètre d'étude des déformations dans les tailles, la convergence moyenne par mètre d'avancement, nous avons tenu compte de l'influence du temps sur ce que nous venons d'appeler la "cause" des déformations, c'est-à-dire du fait que la surface exploitée augmente avec le temps, proportionnellement à la vitesse de progression du front.

Par contre, ce que nous avons négligé, c'est l'influence du temps dans la "transmission de la cause à l'effet". Une telle approximation revient implicitement à admettre que les vitesses d'avancement des tailles étudiées sont suffisamment petites pour que l'équilibre élastique soit atteint entre deux mesures successives de convergences. En fait, bien que les vitesses d'avancement des tailles étudiées dans le premier chapitre soient inférieures à 3 mètres/jour et, pour la plupart, comprises entre 0,5 et 2 mètres/jour, les convergences sont d'autant plus petites que les vitesses sont plus grandes.

Pour le montrer, rappelons que nous avons établi expérimentalement et interprété théoriquement la formule suivante, liant la convergence moyenne d'une taille à son ouverture et à sa profondeur :

$$C_m = 0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4} .$$

La figure 77 représente alors, pour les 113 tailles foudroyées étudiées, les valeurs du coefficient :

$$k = \frac{C_m}{0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4}} ,$$

quotient de la convergence observée à la convergence "théorique", en fonction des vitesses d'avancement moyennes V_a en mètre/jour.

L'influence de V_a est statistiquement significative pour l'ensemble des tailles, puisque le coefficient de corrélation est égal à $-0,30$: il y a moins de 1 chance sur 1000 pour qu'une telle liaison soit explicable par l'intervention du hasard, seul.

Toutefois, cette influence est relativement faible dans le domaine de variation étudié, c'est-à-dire pour des vitesses comprises entre 0,5 et 2 à 3 mètres/jour. Mais il est possible que l'influence soit d'un tout autre ordre pour des vitesses beaucoup plus grandes. Comme nous l'avons dit, il est pratiquement impensable pour l'expérimentateur de réaliser un plan d'expérience permettant d'étudier directement l'influence de la vitesse d'avancement d'une taille, ce qui reviendrait à obtenir de l'exploitant que l'on fasse varier à priori ce paramètre qui conditionne le rendement. Par contre, dans une même taille, la vitesse d'avancement journalière est souvent irrégulière, ne serait-ce qu'à cause des arrêts de l'exploitation, les dimanches et jours chômés. Nous avons pu ainsi réaliser dans plusieurs tailles, des expériences qui nous ont permis de préciser l'influence du facteur temps.

EXPERIMENTATION REALISEE

A cet objectif, étude de l'influence du temps, était joint un second objectif, étude de l'influence des caractéristiques du soutènement sur les déformations dans les tailles, cela pour les raisons suivantes.

D'une part, l'étude du soutènement est d'un intérêt primordial pour le mineur : c'est en effet un des seuls facteurs par lequel il puisse avoir une action directe sur les terrains. D'autre part, il apparaissait comme vraisemblable que les influences du soutènement et du temps soient en interaction, ou encore que les caractéristiques du soutènement modifient le comportement rhéologique des terrains sus-jacents à la taille : c'est ce que certains auteurs ont appelé la "coaction rhéologique des roches et du soutènement" (1)

(1) Jaroslav VOROPINOV - Vysoka Skola Bauska - Ostrava - Tchécoslovaquie.

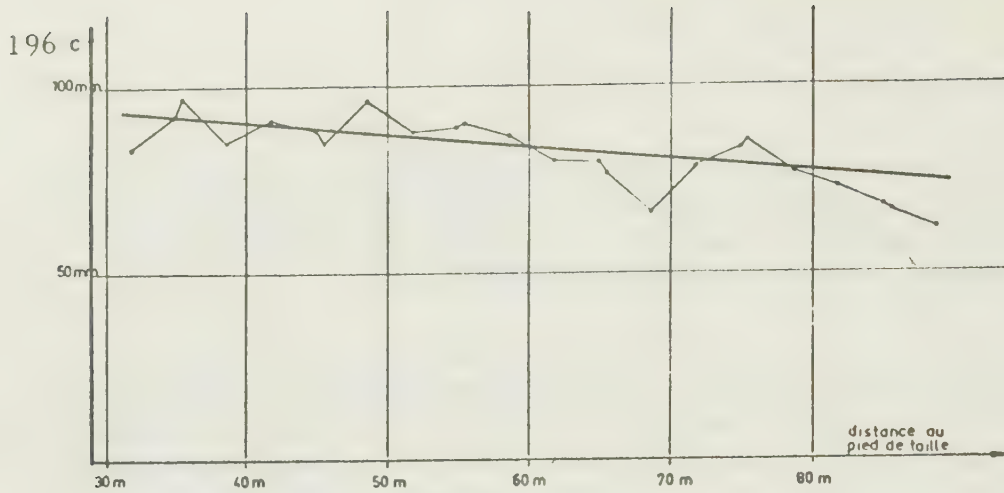
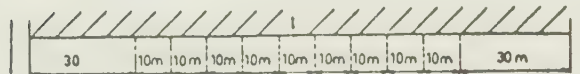
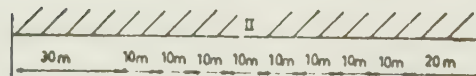


Fig.78 - Variations des convergences le long d'un front de taille.



30 m.	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$
	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$
30 m.	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$
	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$
20 m	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$	$P_{\pm 7}$
	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$
30 m	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$	$P_{\pm 10}$
	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 14}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$
20 m	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$	$P_{\pm 20}$
	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 38}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 38}$	$a_{\pm 22}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 38}$	$a_{\pm 22}$



30 m	11	12	13	14	15	16	17	18
	$P_{\pm 12}$	$P_{\pm 12}$	$P_{\pm 18}$	$P_{\pm 18}$	$P_{\pm 12}$	$P_{\pm 12}$	$P_{\pm 18}$	$P_{\pm 18}$
	$a_{\pm 12}$	$a_{\pm 18}$	$a_{\pm 18}$	$a_{\pm 24}$	$a_{\pm 12}$	$a_{\pm 18}$	$a_{\pm 18}$	$a_{\pm 24}$
30 m	21	22	23	24	25	26	27	28
	$P_{\pm 18}$	$P_{\pm 18}$	$P_{\pm 24}$	$P_{\pm 24}$	$P_{\pm 18}$	$P_{\pm 18}$	$P_{\pm 24}$	$P_{\pm 24}$
	$a_{\pm 24}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 36}$	$a_{\pm 24}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 30}$	$a_{\pm 36}$
30 m	31	32	33	34	35	36	37	38
	$P_{\pm 24}$	$P_{\pm 24}$	$P_{\pm 12}$	$P_{\pm 12}$	$P_{\pm 24}$	$P_{\pm 24}$	$P_{\pm 12}$	$P_{\pm 12}$
	$a_{\pm 36}$	$a_{\pm 24}$	$a_{\pm 24}$	$a_{\pm 12}$	$a_{\pm 36}$	$a_{\pm 24}$	$a_{\pm 24}$	$a_{\pm 12}$

Fig.79 - Plans d'expérience pour l'étude de l'influence du soutènement (P et Q en tonnes).

Les convergences le long d'un front de taille, et pour des avancements successifs, sont très variables mais pas toujours de façon aléatoire : leurs variations au fur et à mesure de l'avancement du front sont, comme nous l'avons vu, à peu près périodiques. D'autre part, le long du front de la taille, même en excluant les zones situées à moins de 30 mètres des voies et soumises à l'effet de bord, on observe aussi des tendances croissantes ou décroissantes (fig. 78), et même plus complexes parfois. Pour parvenir, dans ces conditions, à déceler et chiffrer l'influence du facteur particulier qu'est le soutènement, nous avons mis en œuvre des plans d'expérience dérivés de la méthode des blocs, comportant des alternances et des répétitions et de très nombreuses mesures.

Chacune des tailles étudiées était équipée d'un soutènement hydraulique Ferromatik. Le long du front des zones de 10 mètres de largeur étaient délimitées. Dans chacune de ces zones, les étauçons étaient serrés initialement à une charge de pose P déterminée, et leurs soupapes avaient été tarées de façon à obtenir une charge de coulisement Q déterminée. Les convergences de deux points voisins, au milieu de la zone, étaient mesurées pendant une quarantaine d'avancements, soit trente mètres environ. La figure 79 représente les plans d'expérience mis en œuvre dans deux tailles dont les caractéristiques d'exploitation sont résumées dans le tableau suivant :

	Taille 1	Taille 2
Bassin	H. B. N. P. C.	H. B. N. P. C.
Groupe	Lens	Hénin-Liétard
Veine	Marthe	Voisin de Joséphine
Profondeur	700 m	350 m
Ouverture moyenne	1 m	1,30 m
Abattage	Rabot	Haveuse à tambour

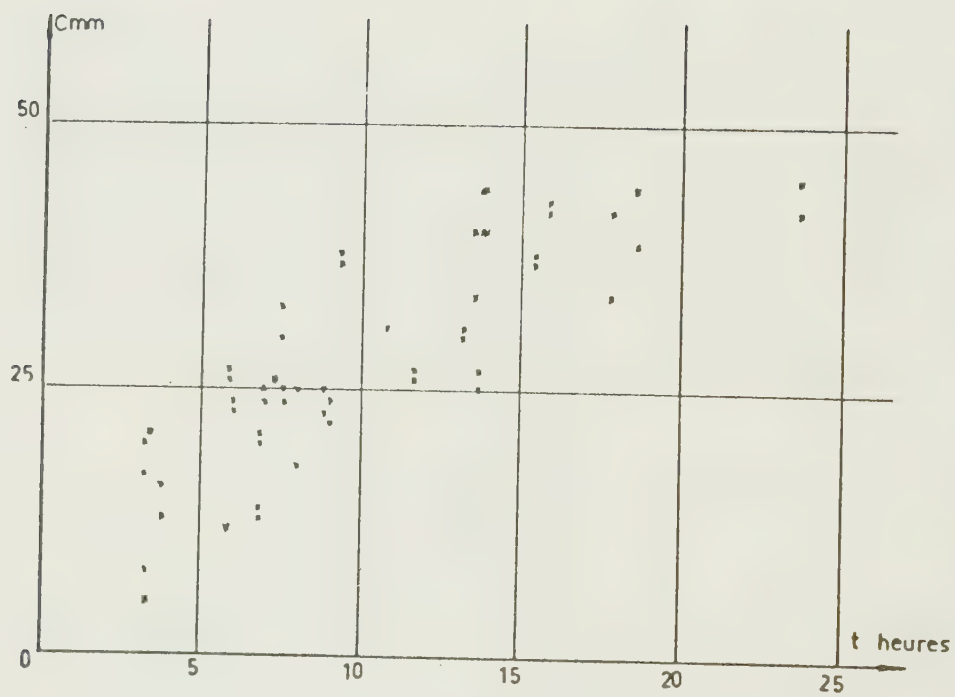


Fig.80 - Liaison entre convergence C et temps t mis pour effectuer un avancement.

	Taille 1	Taille 2
Soutènement	Ferromatik et cha- peaux individuels de 200 cm ²	Ferromatik et rallonges articulées
Nombre d'éтанçons par mètre linéaire de front	6	6
Distance entre étançons	0,75 x 0,50	0,75 x 0,50
Traitement de l'arrière taille	Foudroyage	Foudroyage

On a pu montrer que dans ces deux cas, les interactions entre les soutènements de deux zones voisines étaient négligeables, ce qui justifie la largeur des zones choisie arbitrairement de 10 m.

Les convergences sont celles définies au chapitre I. L'étude qui suit portera sur les convergences en allée 1 que nous noterons C. Les résultats établis sont exactement les mêmes pour l'allée 2.

INFLUENCE DU TEMPS

L'intervalle de temps t , entre l'instant où un doublet est posé en ligne 1 et celui où il se trouve en ligne 2, n'est pas constant pour tous les doublets ; en effet, il est lié à l'intervalle de temps qui sépare deux passages successifs de l'engin d'abattage ; il n'est pas le même en différents points du front et pas le même pour des avancements successifs.

On constate que la convergence C est liée au temps t . La figure 80 représente les variations en fonction de t des convergences dans

une zone choisie à titre d'exemple et équipée d'un soutènement caractérisé par $P = 12$ tonnes et $Q = 12$ tonnes. Pour expliquer cette influence du temps et pour rechercher la forme d'une équation qui permette d'en rendre compte, nous avons été amené à introduire le comportement rhéologique des toits de tailles.

Le modèle que nous avons déjà présenté consistait à schématiser le toit de la taille par une poutre mince élastique, chargée par les morts-terrains et supportée élastiquement par la veine en avant du front par les remblais ou les éboulis du foudroyage en arrière du front.

Pour tenir compte du facteur temps, nous admettrons que la poutre se comporte comme un milieu rhéologique de Kelvin (1), c'est-à-dire que la relation entre les contraintes dans la poutre et les déformations est la suivante :

$$\varepsilon + \tau \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma}{E} \quad ,$$

où τ est un coefficient qui a les dimensions d'un temps et est appelé "temps de relaxation". C'est le quotient du coefficient de viscosité η par le module d'élasticité E de la poutre.

Supposons qu'à l'instant $t = 0$, le front de taille avance d'une quantité Δx ; en un point situé à la distance x du front de taille, la variation du moment des forces extérieures ΔM provoque une déformation Δw et :

$$\frac{\delta^2}{\delta x^2} \left[\Delta w + \frac{\delta (\Delta w)}{\delta t} \right] = - \frac{\Delta M}{EI} \quad .$$

(1) Comme nous l'avons dit dans l'introduction, la justification d'un tel choix ne peut être donnée qu'à postériori, par la concordance entre propriétés du modèle et résultats expérimentaux.

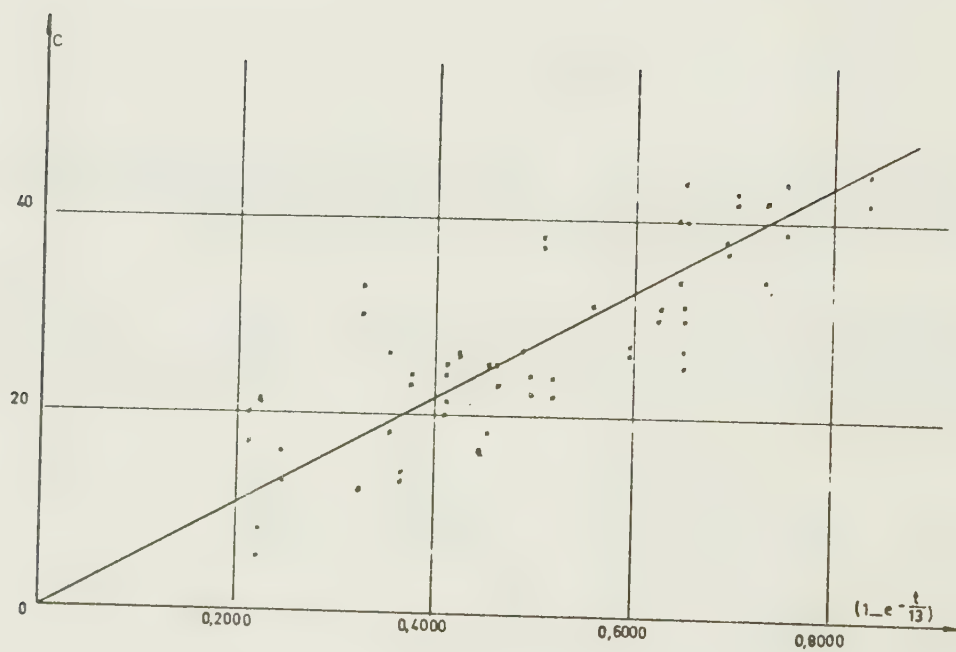


Fig. 81 - Ajustement $C = A (1 - e^{-\frac{t}{13}})$.

On peut montrer qu'en un point situé au voisinage du front, la variation ΔM est instantanée, si l'on admet que le déplacement Δx est lui-même instantané. Dans ces conditions, la déformation de la poutre à l'instant t , au voisinage de $x = 0$, peut s'écrire :

$$(\Delta w)_{x=0} = A \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) \Delta x ,$$

où A est une constante faisant intervenir les résistances des appuis et les caractéristiques de la poutre (1).

La figure 81, donnée à titre d'exemple, montre que l'ajustement des résultats expérimentaux à un tel modèle est légitime. La valeur de τ correspondant à cet ajustement est 13 heures. Nous avons constaté qu'elle est indépendante des caractéristiques du soutènement et qu'elle est la même pour chacune des deux tailles étudiées.

Cette vérification, effectuée sur ordinateur (2), a consisté à étudier pour chaque zone les régressions linéaires :

$$C = a \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) + b ,$$

(1) Si l'on admet par exemple une poutre d'extension infinie, soumise de la part du massif et des remblais à des réactions d'intensités respectives Cw et kw , et au poids p des morts-terrains, on trouve pour A l'expression suivante :

$$A = \frac{p \sqrt{2}}{k^{1/2} (k^{1/4} + C^{1/4}) (EI)^{1/4}}$$

(2) Le nombre des mesures de convergences effectuées dans chacune des campagnes est compris entre 10 000 et 20 000.

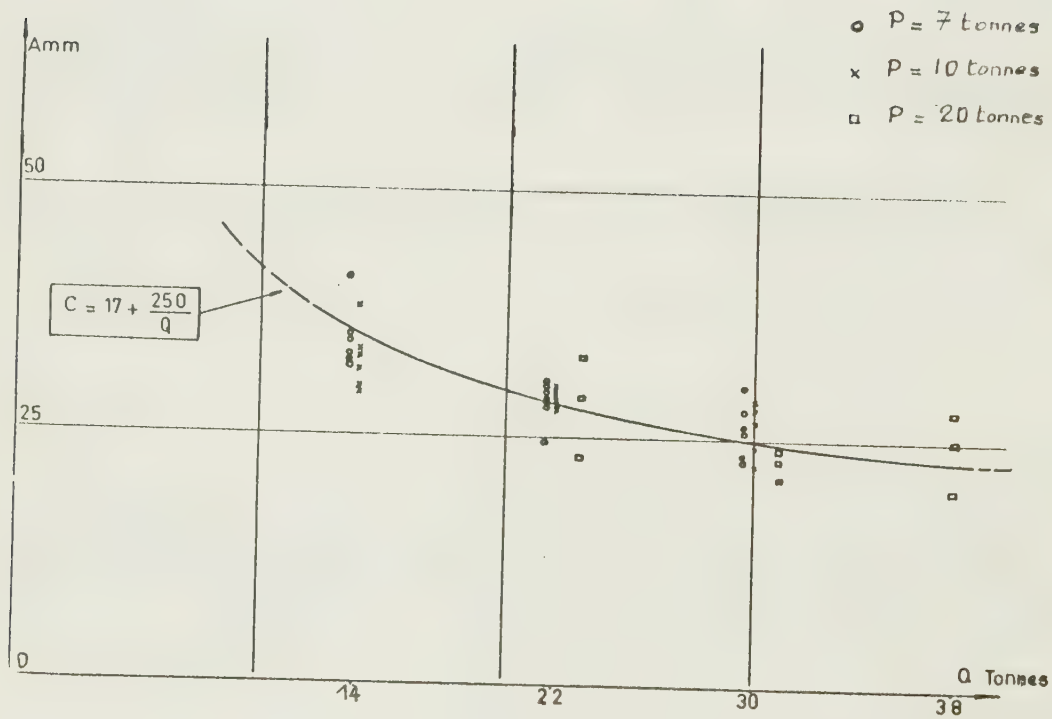


Fig. 82 - Influence de la charge de coulissement Q des étançons sur les convergences.

en définissant τ par approximations successives de façon que b soit nul. Les valeurs de τ ainsi calculées étant très voisines, on a montré qu'en choisissant la même valeur, $\tau = 13$ heures, pour toutes les zones, les variables aléatoires b étaient statistiquement nulles dans leur ensemble.

Cela démontre qu'il n'y a pas coaction rhéologique des terrains et du soutènement, du moins pour les terrains étudiés.

INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DU SOUTÈNEMENT DANS LES TAILLES

L'étude du soutènement est marginale par rapport aux objectifs du chapitre. Mais il faut noter qu'elle n'est rendue possible que par la connaissance de l'influence du temps, et qu'elle constitue par conséquent une application pratique extrêmement importante des résultats précédents. On peut ainsi l'envisager comme une première conclusion. Supposons, en effet, que l'on se soit proposé d'étudier l'influence des caractéristiques du soutènement, sans avoir au préalable élucidé l'influence du temps : le paramètre utilisé, pour caractériser les convergences dans chaque zone, n'aurait pu être que la convergence moyenne de la zone, en allée 1 ou en allée 2. Or, à cause de l'influence du temps, ce paramètre aurait été soumis à une dispersion importante, si importante qu'elle aurait pu masquer l'influence du facteur soutènement. C'est ainsi qu'on peut expliquer que la conclusion de très nombreuses études précédentes sur le rôle du soutènement ait été négative.

Par contre, ici, l'étude peut être faite à partir du paramètre A relatif à chaque zone. Il correspond, lui aussi, à une convergence moyenne, mais dépouillée de l'influence du facteur temps, puisqu'il représente la convergence finale moyenne que l'on aurait obtenue dans la zone about d'un temps très grand après un avancement d'une allée du front de taille. On peut étudier sur ce paramètre l'influence des caractéristiques du soutènement, c'est-à-dire de la charge de pose P et de la charge de coulissement Q .

La figure 82 représente les valeurs de A obtenues en fonction

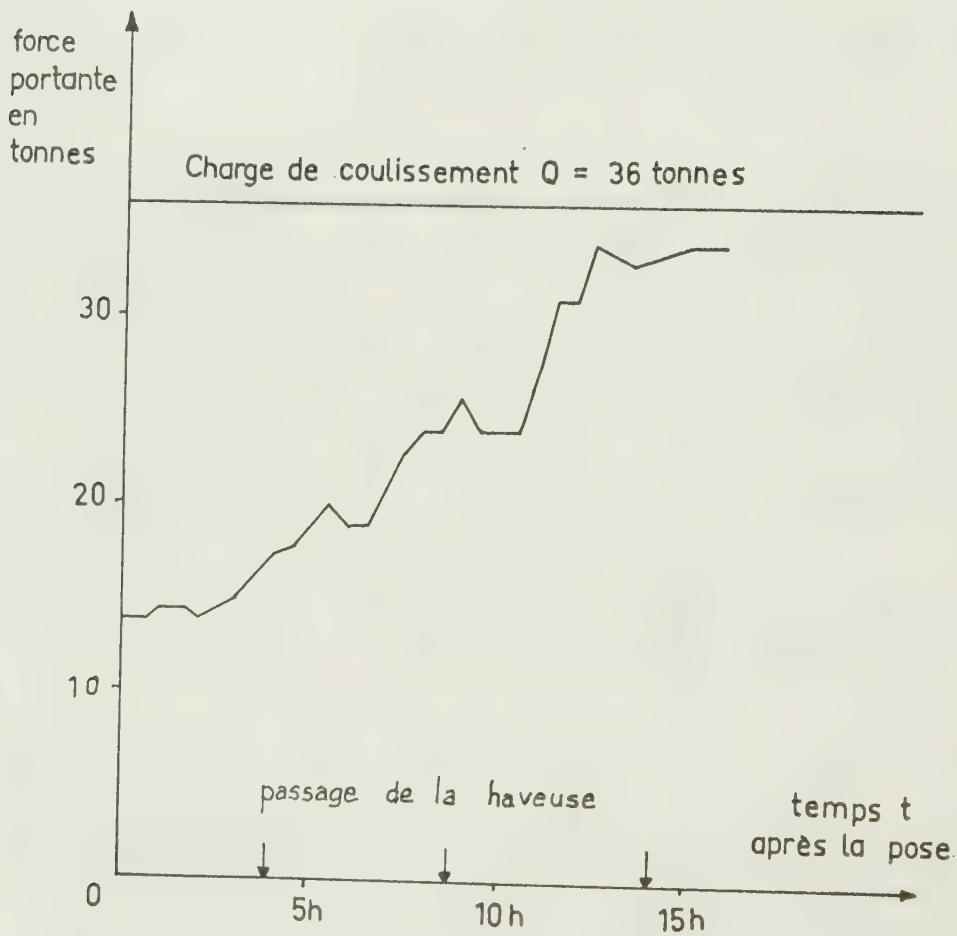


Fig.83 - Evolution de la force portante d'un étançon hydraulique en fonction du temps.

des charges de pose et de coulissement P et Q correspondant au plan d'expérience I de la figure 79. Une analyse statistique montre que l'influence de P n'est pas significative. Par contre, l'influence de Q est très importante. L'ajustement suivant permet d'en rendre compte :

	Influence de la charge de coulissement Q
Taille I	$A = 17 + \frac{250}{Q}$
Taille II	$A = 45 + \frac{250}{Q}$

où A est exprimé en mm et Q en tonnes.

Nous pouvons ainsi conclure à un rôle très important du tarage des soupapes dans le comportement d'un soutènement hydraulique. Cette conclusion recoupe la remarque que nous avons faite à la fin du premier chapitre, où nous avons montré qu'après une augmentation de la charge de coulissement d'éтанçons hydrauliques, les convergences, dans la zone où ils étaient installés, avaient été notablement diminuées.

REMARQUE SUR LA FORCE PORTANTE REELLE DES ETANCONS HYDRAULIQUES

Pour être complet, une remarque s'impose sur la force portante réelle des éтанçons hydrauliques. En effet, des mesures de la pression du fluide des éтанçons montrent que la réaction exercée sur le toit n'est pas égale à la charge de coulissement, mais qu'elle évolue en fonction du temps, comme l'indique la figure 83 : on constate que l'éтанçon n'atteint sa charge de coulissement que très lentement, en général lorsqu'il passe en deuxième ligne, quelquefois en troisième ligne seulement, comme c'est le cas pour la courbe représentée, donnée à titre d'exemple. Les courbes réelles ne correspondent donc pas à la courbe "caractéristique" fournie par des essais sous une presse. Cette différence est due à un "poinçonnement" important des éтанçons dans le toit ou le mur :

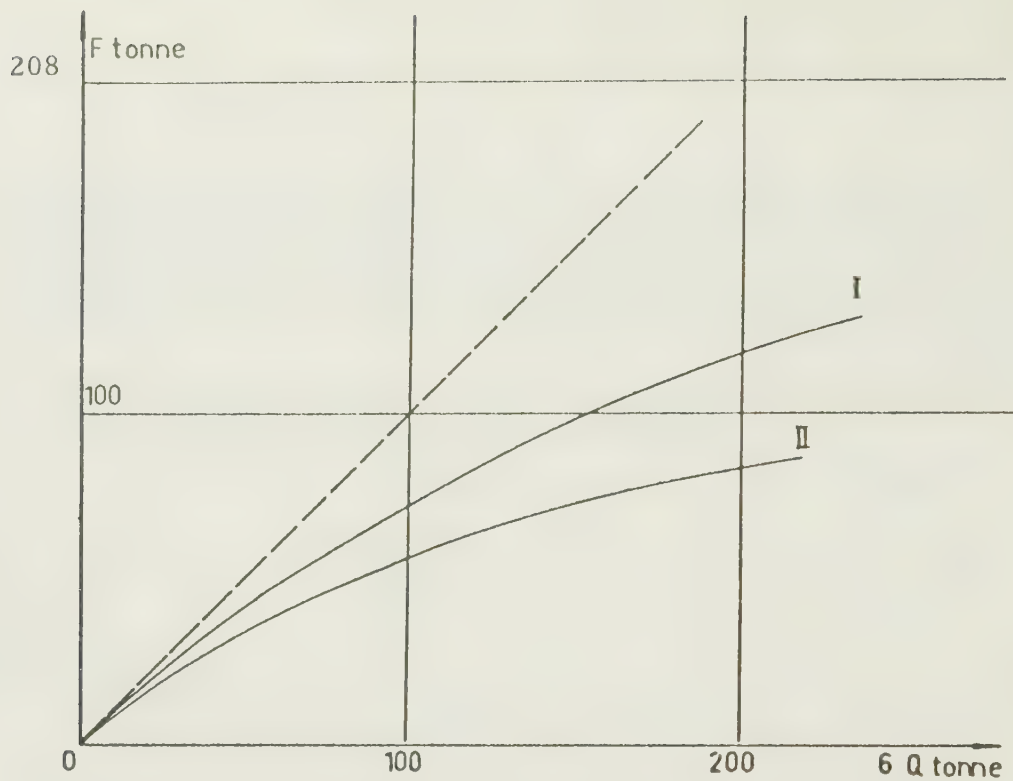


Fig.84 - Force portante F d'un soutènement en fonction de la charge de coulissement.

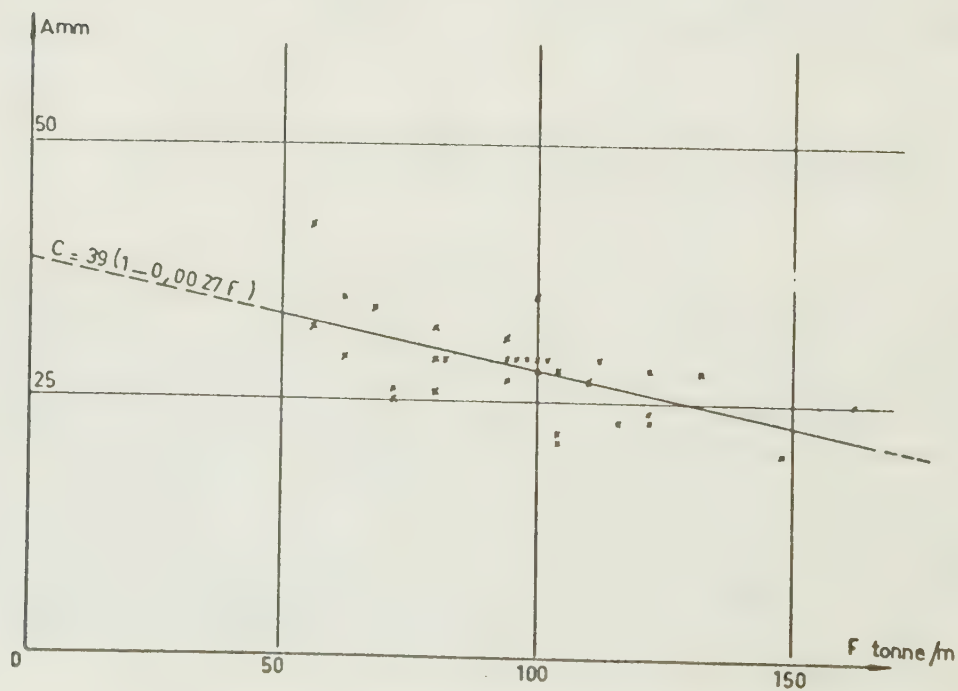


Fig.85 - Influence de la force portante du soutènement sur les convergences.

pour les deux tailles étudiées, ce poinçonnement, qui se produisait au toit, pouvait atteindre, dans certaines zones, jusqu'à 50% de la convergence.

Dans ces conditions, la force portante réelle du soutènement, par mètre linéaire de front, n'est pas égale à sa force portante "nominale", telle qu'on la calculerait en multipliant la charge de coulissement Q par la densité des étançons par mètre linéaire de front. La figure 84 indique, pour chacune des deux tailles, la force portante moyenne réellement obtenue et calculée à partir de mesures de pression du fluide dans les étançons, en fonction de la force portante nominale, ici égale à $6 Q : 3$ lignes d'étançons distants de 0,50 m. On constate que le rendement des étançons est d'autant plus faible que la charge de coulissement est plus grande. Cela correspond au fait que l'étançon atteint d'autant plus lentement sa charge de coulissement, qu'elle est plus grande.

Il est, par conséquent, plus intéressant, pour étudier l'influence du soutènement sur les convergences, de caractériser chacune des zones des plans d'expérience précédents, par les forces portantes effectives moyennes F de leurs soutènements. La figure 85 représente la liaison obtenue, pour la taille 1, entre les paramètres A , définis précédemment, et les valeurs de F relatifs à chaque zone. On constate que cette liaison est très intime et que sa tendance est linéaire (1), dans le domaine de variation étudié,

(1) Notons que si l'on complète le modèle théorique correspondant à une poutre d'extension infinie reposant sur appuis élastiques, par une force F schématisant la réaction exercée par le soutènement au voisinage du front, le coefficient A de la formule :

$$(\Delta w)_{x=0} = A (1 - e^{-\frac{t}{T}}) \Delta x ,$$

varie linéairement avec F :

$$A = \frac{p\sqrt{2}}{k^{1/2} (k^{1/4} + c^{1/4}) (EI)^{1/4}} - \frac{F}{(k^{1/2} + c^{1/2}) (EI)^{1/2}} .$$

soit pour des forces portantes comprises entre 50 et 150 tonnes par mètre linéaire de front.

Pour chacune des deux tailles, les liaisons obtenues peuvent être représentées par les ajustements suivants :

	Influence de la force portante F du soutènement
Taille I	$A = 39 (1 - 0,0027 F)$
Taille II	$A = 66 (1 - 0,0023 F)$

où A est exprimé en mm et F en tonnes par mètre linéaire de front (1).

On peut donc conclure à une influence nette du soutènement sur les convergences dans les tailles. Mais il faut tenir compte de ce que la dureté du toit et du mur immédiats influent considérablement sur le travail de l'étau : la force portante d'un étau dépend à la fois de sa charge de coulisement et de la nature des épontes. On peut alors estimer qu'une augmentation de la force portante effective du soutènement de 50 à 150 tonnes par mètre linéaire de front provoque une diminution relative des convergences de 25 % environ.

o o
o o

En résumé, l'expérimentation réalisée a permis de préciser l'influence sur les convergences, du temps t mis pour effectuer

(1) Les coefficients 39 et 66 sont bien dans le rapport des quantités $W^{3/4}H^{-1/4}$ que l'on calculerait pour chacune des deux tailles.

un avancement et des caractéristiques du soutènement. Elle a permis d'aboutir à la formulation suivante :

$$C = A \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) .$$

Le temps de relaxation, indépendant du soutènement, a été trouvé égal à 13 heures pour deux tailles étudiées. La convergence finale A est liée à la charge de coulisement des étaçons, mais elle est pratiquement indépendante de leur charge de pose. Elle varie à peu près linéairement avec la force portante du soutènement, qui dépend à la fois de sa courbe caractéristique et de la résistance des épontes.

La prise en compte de l'influence du facteur temps nous amène à compléter la schématisation d'un toit de taille par une poutre, considérée non plus seulement comme élastique, mais comme visco-élastique. Assimilant alors le toit d'une taille à une poutre mince constituée par un milieu de Kelvin, supportée élastiquement par la veine en avant du front, par les remblais ou les éboulis du foudroyage en arrière du front, et soumise au voisinage du front à une force représentant l'action du soutènement, on assiste à une concordance remarquable entre les résultats expérimentaux et les propriétés du modèle.

B1. Comportement rhéologique des épis de protection des voies : Etude théorique des déformations en régime permanent.

Ayant ainsi mis en évidence le comportement rhéologique des toits de tailles, l'objectif de cette seconde partie du chapitre est de dégager les propriétés rhéologiques des appuis et leur influence sur le régime des déformations. Une telle distinction est rendue possible par le fait que les temps de relaxation correspondants sont très différents : 0,5 jour environ pour les toits contre une di-

zaine de jours, comme nous le verrons, pour les appuis.

Ou du moins pour le remblai. En effet, les déformations en avant du front de taille, c'est-à-dire au-dessus du massif, sont généralement trop faibles pour permettre une analyse très fine; c'est pourquoi nous nous limiterons à l'étude du comportement rhéologique de l'appui constitué, en arrière du front, par le remblai et, plus exactement, par l'épi de remblai qui protège généralement une voie du côté en exploitation.

Pour structurer plus facilement la présentation de cette seconde partie, elle sera découpée en trois paragraphes. Dans ce premier paragraphe B1, nous étudierons l'influence de la vitesse d'avancement de la taille, sur les déformations en régime permanent, c'est à-dire lorsqu'elle progresse, à vitesse constante, depuis suffisamment longtemps pour que, perpendiculairement au front, les courbes d'affaissement ne se déforment pas et progressent à la vitesse du front. Cette étude sera seulement théorique parce que, comme nous l'avons dit dans l'introduction du chapitre, l'expérimentation nécessiterait de faire varier à priori la vitesse de la taille, ce qui est techniquement impensable. La justification expérimentale du modèle choisi pour rendre compte de l'influence du facteur temps sera fournie par les deux paragraphes suivants. De façon quantitative dans le paragraphe B2 où nous étudierons, en partant des mêmes hypothèses, les déformations pendant un arrêt prolongé de l'exploitation. De façon qualitative dans le paragraphe B3 où nous décrirons le régime des déformations à la reprise de l'exploitation après un tel arrêt.

CONTRAINTES EXERCEES PAR LES TERRAINS SUS-JACENTS SUR L'EPI DE PROTECTION D'UNE VOIE.

Nous nous proposons d'élaborer un modèle qui permette de décrire les déformations auxquelles est soumis l'épi de remblai installé le long d'une voie de taille, en arrière de l'exploitation, pour la protéger. Ce sont, en effet, ces déformations que, moyennant certaines précautions, les mesures permettent d'appréhender.

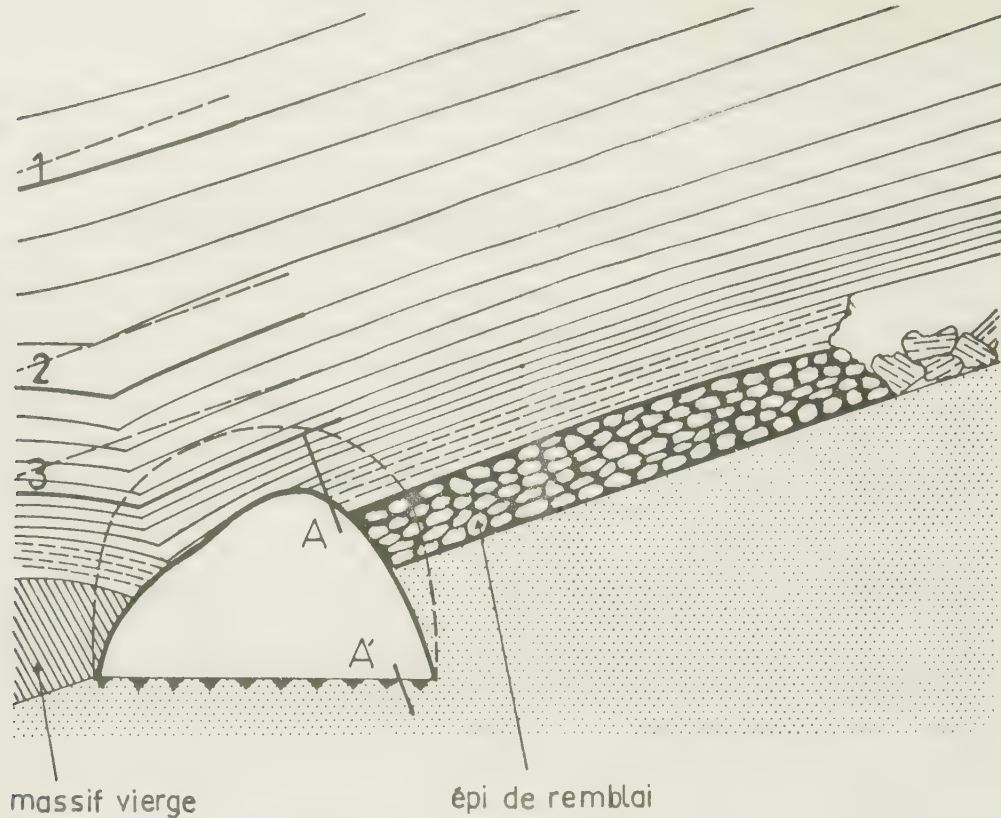


Fig. 86 - Déformations du toit d'une voie influencée par la taille qu'elle dessert.

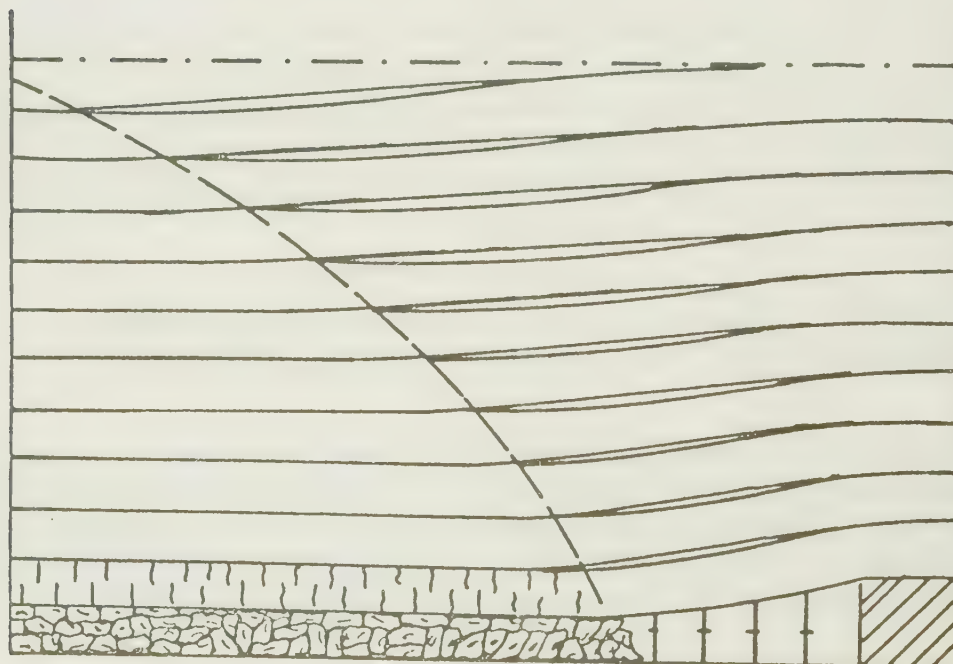


Fig. 87 - Schématisation des terrains au-dessus de l'épi de protection d'une voie (coupe verticale).

Nous avons déjà mentionné que les phénomènes des déformations dans les voies étaient compliqués par la présence des massifs en place, par les expansions et les fracturations qui se produisent au toit et au mur, du fait du vide créé par la voie. Ces effets secondaires sont schématisés sur la figure 86 qui représente l'allure des bancs du toit, au-dessus d'une section de la voie que le front de taille a dépassé d'une cinquantaine de mètres (1); ils sont très atténués si l'on étudie les convergences d'un doublet de mesure posé du côté de la taille en exploitation, tel que le doublet AA' de la figure 86. Pour un doublet ainsi placé, les mouvements du mur sont généralement très faibles, et il y a peu de perturbations dues au vide même de la voie, si la broche du toit est ancrée à une profondeur suffisante pour ne pas être influencée par les décollements du toit immédiat, ce qui est réalisé généralement pour une profondeur d'ancrage de 50 à 80 cm. Les convergences d'un tel doublet sont alors assez bien représentatives de l'affaissement du toit au-dessus de l'épi de remblai, et elles correspondent à un régime de déformations planes dans un plan vertical perpendiculaire au front de taille.

Dans un tel plan, les terrains se présentent schématiquement comme le montre la figure 87 : ils sont constitués par un empilement de feuillets. A cause des frottements entre les différents feuillets, à cause aussi de leurs raideurs différentes, il se produit entre les feuillets des décollements; ces décollements ont été appelés par certains auteurs : "beds separations". Il en résulte que chaque banc entre en contact avec le banc inférieur en un point qui est d'autant plus éloigné du front de taille que le banc est plus haut. Le lieu des points de contact a vraisemblablement l'allure de la courbe indiquée en pointillé sur la figure 87. Les réactions des bancs les uns sur les autres se cumulent et, par suite, la pression sur les remblais est croissante jusqu'à une valeur $p = \gamma H$ correspondant au poids des terrains sus-jacents jusqu'à la surface.

(1) La forme des bancs, notés 1, 2 et 3 sur la figure, correspond aux résultats de mesures des déplacements verticaux de broches ancrées à différentes profondeurs dans les bancs du toit, et en différents endroits d'une section transversale de la voie. Les segments en pointillés représentent la position initiale des bancs.

Ceci nous a conduit à supposer, pour la pression sur les remblais, l'équation suivante :

$$\sigma = p (1 - e^{-nx}) ,$$

où x est la distance du point étudié au front de taille et n un coefficient dont l'ordre de grandeur serait de $\frac{1}{30}$ mètres⁻¹.

INFLUENCE DE LA VISCOSITE DU REMBLAI SUR LES DEFORMATIONS.

Nous assimilerons le remblai à un milieu de Kelvin. La justification du choix de ce modèle est qu'il décrit assez bien qualitativement les phénomènes observés, comme le montrera la suite de l'étude. Par contre, le modèle de Maxwell par exemple ne correspond pas du tout à l'allure des phénomènes. Rappelons que, pour un milieu de Kelvin, la déformation produite à l'instant t par une contrainte σ appliquée à l'instant θ et maintenue constante jusqu'à t est donnée par l'équation différentielle :

$$E \varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma(\theta) ,$$

où E et η sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de viscosité du milieu.

Or, un déplacement dx du front de taille a pour effet d'appliquer sur le remblai la contrainte différentielle :

$$d\sigma = npe^{-nx} dx .$$

Si ce déplacement s'est effectué pendant l'intervalle de temps $d\theta$, avec $x = v\theta$ en régime permanent à la vitesse v , on a :

$$d\sigma = nvp^{-nv\theta} d\theta ;$$

et la déformation $d\epsilon$ résultant, à l'instant t , de l'application de cette contrainte est donnée par :

$$d\epsilon = \frac{p}{E} n v e^{-nv\theta} \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta}(t-\theta)} \right] d\theta.$$

La déformation unitaire totale, à l'instant t , en un point de la voie, lorsque le front l'a dépassé de $x = vt$, correspond à l'intégrale :

$$\epsilon = \int_0^t d\epsilon = \frac{p}{E} \int_0^t n v e^{-nv\theta} \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta}(t-\theta)} \right] d\theta.$$

Après calcul de l'intégrale, on obtient :

. pour $\frac{E}{\eta} \neq nv$:

$$\epsilon = \frac{p}{E} \left[1 - \frac{\frac{E}{\eta}}{\frac{E}{\eta} - nv} e^{-nvt} + \frac{nv}{\frac{E}{\eta} - nv} e^{-\frac{E}{\eta} t} \right],$$

. pour $\frac{E}{\eta} = nv$

$$\epsilon = \frac{p}{E} \left[1 - (1 + nvt) e^{-nvt} \right].$$

On constate que la déformation, avec ces hypothèses simples, fait intervenir deux termes :

l'un dépend de la distance parcourue par le front de taille, et on peut l'écrire :

$$1 - \frac{\frac{E}{\eta}}{\frac{E}{\eta} - nv} e^{-nx},$$

l'autre, du temps mis pour la parcourir :

$$\frac{nv}{\frac{E}{\eta} - nv} e^{-\frac{E}{\eta} t}.$$

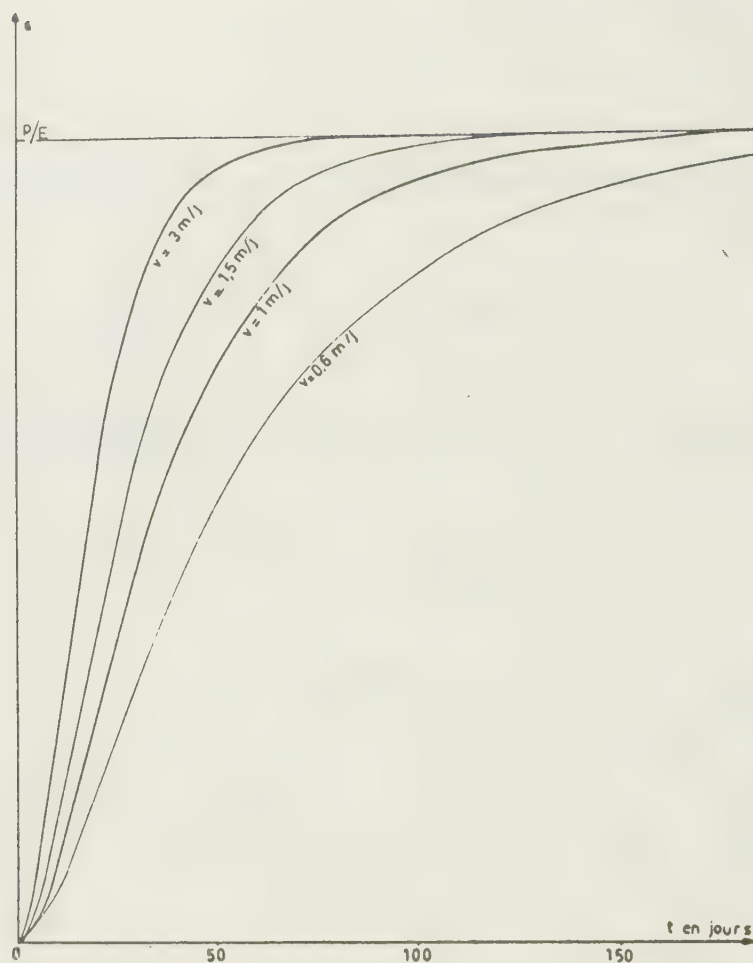


Fig. 88 - Déformations en fonction du temps pour différentes vitesses d'avancement de la taille.

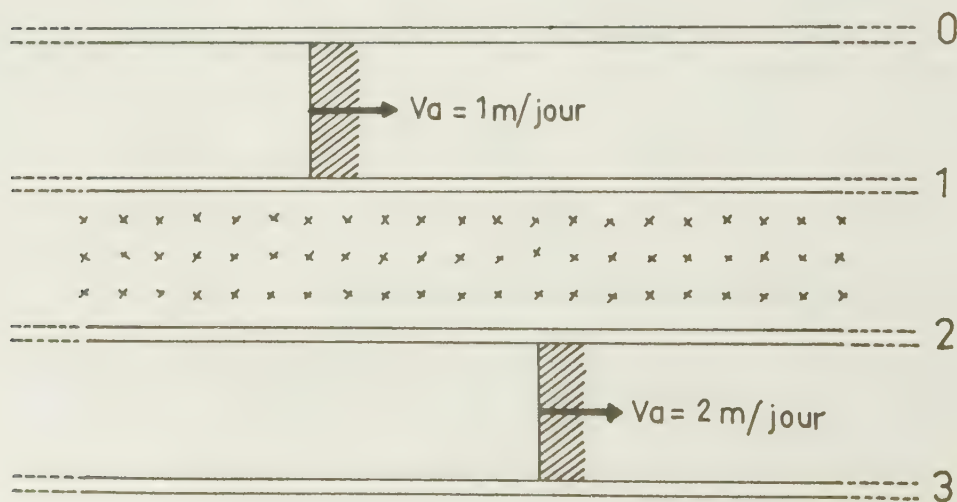


Fig. 89 - Etude de l'influence de la vitesse d'avancement d'une taille sur les convergences dans ses voies.

La figure 88 représente la forme des courbes de variation des déformations unitaires en fonction du temps, pour différentes valeurs de la vitesse d'avancement v de la taille. Nous avons adopté les valeurs numériques :

$$\frac{E}{n} = \frac{1}{10} \text{ jours}^{-1},$$

et :

$$n = \frac{1}{30} \text{ mètres}^{-1}.$$

La première de ces valeurs sera justifiée dans le paragraphe suivant ; la seconde a été choisie de telle sorte que les vitesses des déformations correspondent sensiblement à celles que l'on observe dans les voies.

On constate que les formes des courbes en temps, ainsi construites, dépendent beaucoup de la vitesse v . D'un point de vue pratique, il est plus intéressant de se référer à la déformation correspondant à une même distance parcourue par la taille, par exemple 50 mètres, à des vitesses différentes ; on trouve alors les déformations suivantes :

$$\text{pour } v = 1 \text{ m/j} : \quad \epsilon_{\frac{50 \text{ m}}{0}} = 0,72 \frac{p}{E},$$

$$\text{pour } v = 2 \text{ m/j} : \quad \epsilon_{\frac{50 \text{ m}}{0}} = 0,60 \frac{p}{E}.$$

Une expérience réalisée en Provence a permis de mettre en évidence une différence des déformations, dans le même sens. Elle a consisté à mesurer les convergences $C_0^{50 \text{ m}}$ dans 4 voies, schématisées sur la figure 89, simultanément influencées par deux tailles dont l'une progressait exactement deux fois plus vite que l'autre, dans la même veine. Si l'on compare les convergences moyennes mesurées dans les voies 0 et 3 qui sont, toutes les deux bordées, d'un côté par un massif en place, de l'autre par un épi de remblai, on trouve :

pour $v = 1 \text{ m/j}$ (voie 0) : $C_0^{50 \text{ m}} = 165 \text{ mm}$,

pour $v = 2 \text{ m/j}$ (voie 3) : $C_0^{50 \text{ m}} = 128 \text{ mm}$.

La différence est statistiquement "très hautement significative" : chaque moyenne est calculée sur 15 valeurs dont l'écart-type est de 20 mm.

Le gain relatif de convergence est, comme dans le calcul théorique, de 20 % environ. Mais une telle concordance doit toutefois être considérée avec la plus grande prudence, d'autant que la comparaison dans les voies 1 et 2 ne fait pas apparaître de différence significative (1). Les paragraphes suivants vont fournir, pensons-nous, des vérifications beaucoup plus probantes.

B2 . Comportement rhéologique des épis de protection des voies : Etude des déformations pendant un arrêt prolongé de l'exploitation. ·

Après avoir étudié théoriquement le régime des déformations pendant un arrêt prolongé de l'exploitation, nous dégagerons deux importantes propriétés que nous confronterons alors aux résultats expérimentaux.

ETUDE THEORIQUE DES DEFORMATIONS PENDANT UN ARRET PROLONGE DE L'EXPLOITATION

Supposons qu'après avoir progressé depuis suffisamment long-

(1) Il faut noter que ces voies 1 et 2 ne sont pas dans les mêmes conditions que les précédentes : il s'agit là de voies influencées par un second passage de taille et les terrains sont beaucoup plus "démolis".

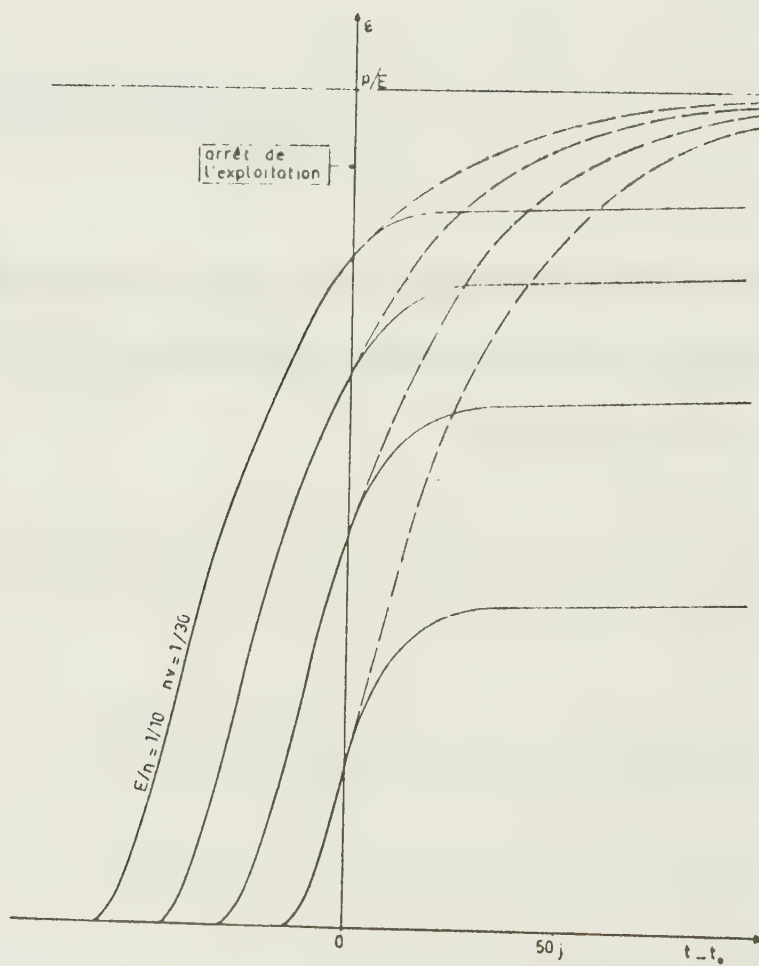


Fig. 90 - Déformations pendant un arrêt de l'exploitation pour différentes positions du front de taille.

temps à une vitesse constante v pour qu'on obtienne un régime permanent, le front de taille s'arrête à l'instant t_0 . Soit x_0 la distance d'un point de la voie au front de taille arrêté.

A l'instant t_0 la contrainte exercée sur le remblai au point considéré est égale à :

$$\sigma_{t_0} = p \left[1 - \frac{\frac{E}{\eta} e^{-nx_0}}{\frac{E}{\eta} - nv} + \frac{\frac{nve}{\eta} e^{-\frac{E}{\eta} t_0}}{\frac{E}{\eta} - nv} \right].$$

Elle va tendre vers la contrainte d'équilibre élastique qui est :

$$\sigma_{t_\infty} = p \left[1 - e^{-nx_0} \right].$$

La déformation du remblai après t_0 est donc liée à l'augmentation de contrainte :

$$\sigma_{t_\infty} - \sigma_{t_0} = p \frac{nv}{\frac{E}{\eta} - nv} \left[e^{-nx_0} - e^{-\frac{E}{\eta} t_0} \right].$$

Et, d'après l'équation de définition du milieu de Kelvin, la déformation correspondante, à l'instant t , est donnée par l'équation :

$$\epsilon_{t_0}^t = \frac{p}{E} \frac{nv}{\frac{E}{\eta} - nv} \left[e^{-nx_0} - e^{-\frac{E}{\eta} t_0} \right] \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta} (t - t_0)} \right].$$

La figure 90 décrit qualitativement ce qui se passe pour des points situés à différentes distances du front de taille arrêté. On constate qu'il y a freinage des déformations après l'instant t_0 . Nous allons faire ressortir deux propriétés importantes de ce réseau de courbes.

La première concerne la vitesse de déformation juste avant l'arrêt :

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{t_0-0} = 0 \quad ,$$

et la vitesse de déformation juste après l'arrêt :

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{t_0+0} = 0 \quad .$$

Le calcul montre qu'elles sont égales :

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{t_0-0} = \left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{t_0+0} = \frac{p}{\eta} \cdot \frac{nv}{\frac{E}{\eta} - nv} \left[e^{-nx_0} - e^{-\frac{E}{\eta} t_0} \right] .$$

Il s'agit là d'une propriété remarquable parce que, dans le cas d'un milieu de Maxwell par exemple, la vitesse de déformation juste après l'arrêt est indépendante de la position du point considéré x_0 , et par conséquent indépendante de la vitesse de déformation au moment de l'arrêt.

La deuxième propriété concerne l'amplitude des déformations pendant l'arrêt. Soit $(t_1 - t_0)$ la durée de l'arrêt; la déformation pendant cet intervalle de temps peut s'écrire :

$$\varepsilon_{t_0}^{t_1} = \frac{\eta}{E} \left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{t_0} \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta} (t_1 - t_0)} \right] .$$

Si on admet un arrêt prolongé, on obtient :

$$\varepsilon_{t_0}^{t_1} \neq \frac{\eta}{E} \left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{t_0} .$$

La déformation pendant un arrêt est donc proportionnelle à la vi-

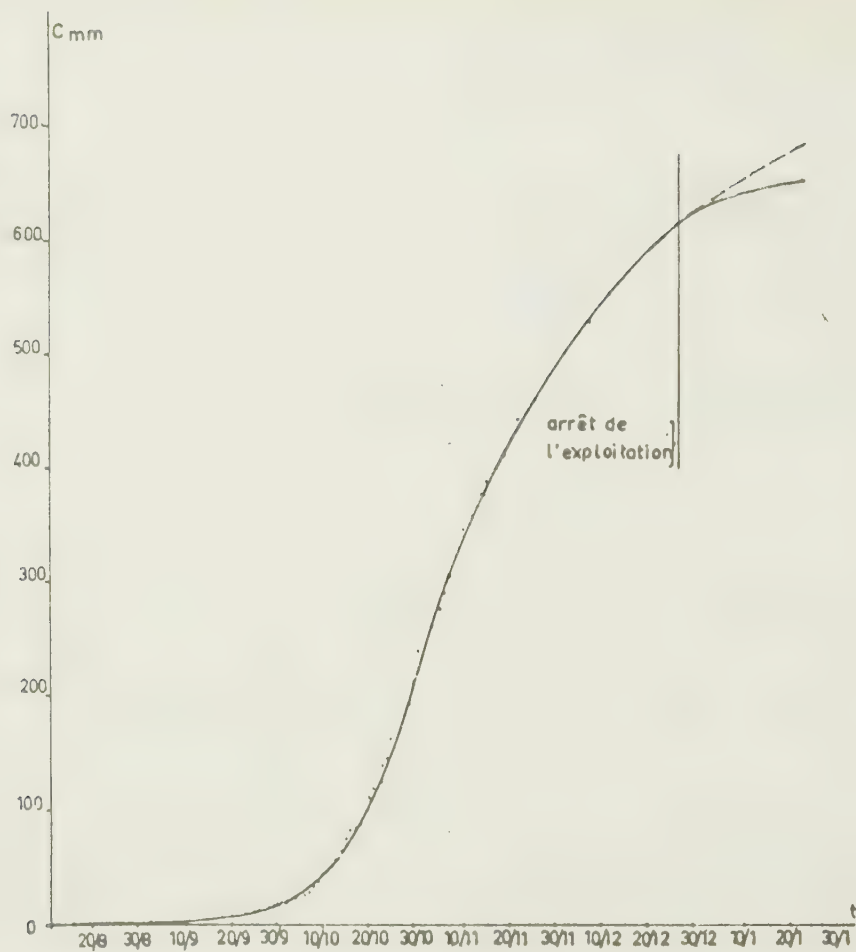


Fig. 91 - Courbe de convergence en fonction du temps.
Influence d'un arrêt de l'exploitation.

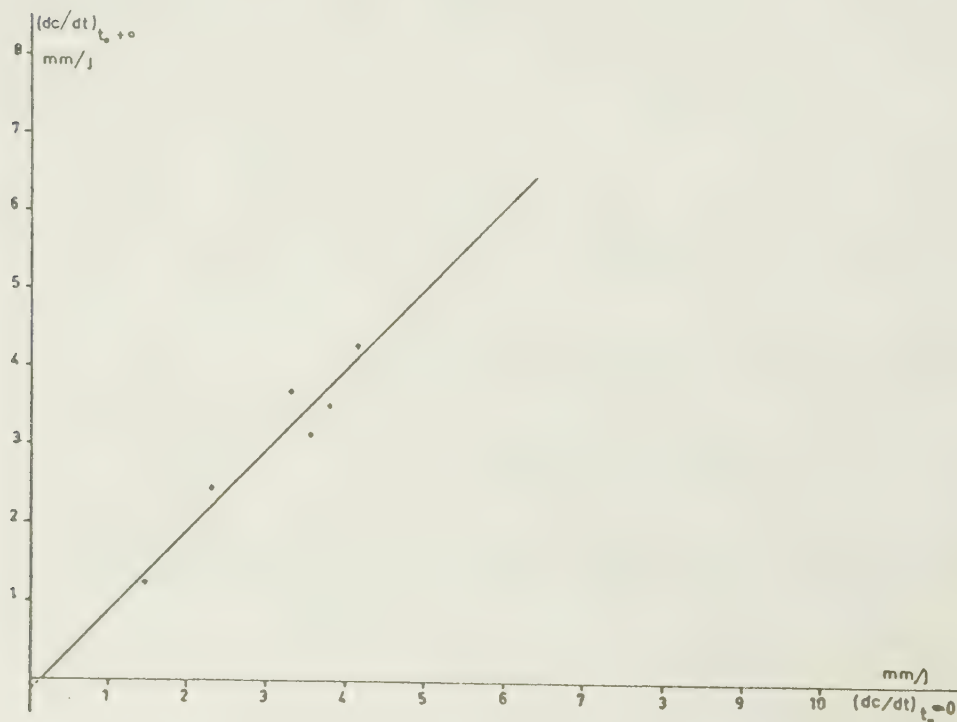


Fig. 92 - Liaison entre les vitesses de convergence.

tesse de déformation au moment de l'arrêt. Dans le cas d'un milieu de Maxwell, par contre, la déformation pendant un arrêt ne dépend que de la durée de cet arrêt, quelle que soit la position du point considéré par rapport au front de taille.

ETUDE EXPERIMENTALE DES DEFORMATIONS PENDANT UN ARRET PROLONGE DE L'EXPLOITATION

Ces deux propriétés vont fournir le plan de l'étude des données expérimentales dont nous disposons. Il s'agit de mesures très nombreuses effectuées dans deux voies, l'une à Carmaux dans le Bassin d'Aquitaine, l'autre à la Houve dans le Bassin de Lorraine. Dans ces deux voies, les mesures ont été poursuivies pendant un arrêt prolongé de l'exploitation ou après son arrêt définitif.

La figure 91 représente, à titre d'exemple, la courbe de convergence en fonction du temps d'un doublet de mesure installé dans la voie de Carmaux en position AA', comme l'indiquait la figure 86. L'exploitation a été arrêtée le 27.12. On observe effectivement, à partir de cette date, un ralentissement des convergences. La vitesse d'avancement de la taille était assez irrégulière, ce qui explique les oscillations des points autour de la courbe lissée; mais, pendant une période de 2 mois avant l'arrêt, elle a été à peu près constante et égale à 1 m/jour.

Nous avons pu, dans ce chantier, déterminer avec précision les vitesses de convergence juste avant et juste après l'arrêt, pour 6 doublets de mesure situés à différentes distances du front de taille arrêté. La figure 92 représente la liaison obtenue. On constate que les points sont très voisins de la droite de pente 1. Le coefficient de corrélation est égal à 0,96. La droite de régression n'est statistiquement pas différente de la première bissectrice. Ce qui vérifie une des propriétés du modèle assimilant le remblai à un milieu de Kelvin. Dans le cas de la voie de la Houve, les convergences n'ont pas pu être mesurées suffisamment souvent et régulièrement pendant l'arrêt de l'exploitation, pour que l'on puisse déterminer les vitesses de convergences juste après l'arrêt.

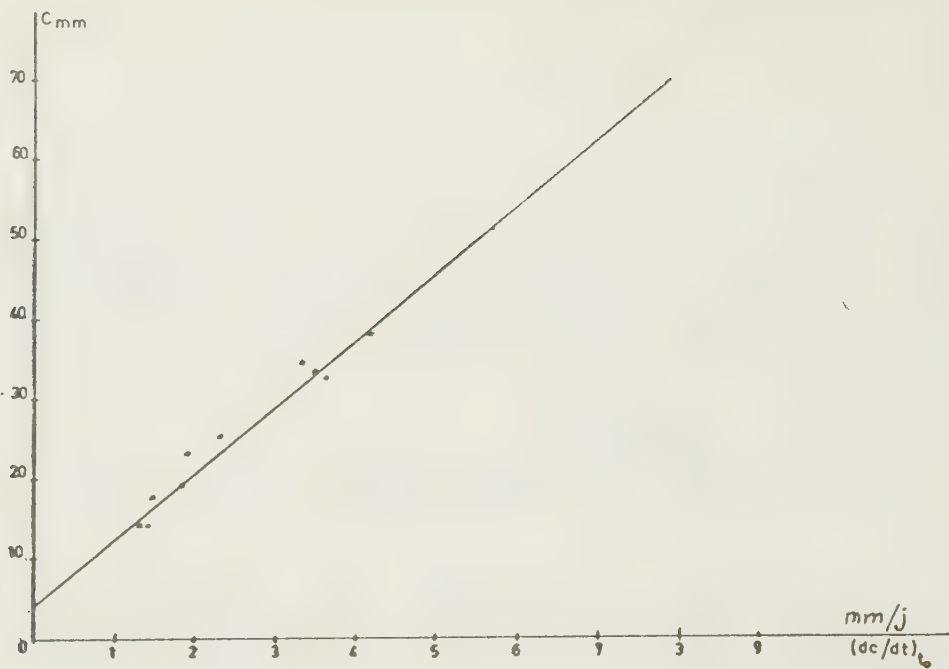


Fig. 93 - Liaison entre les convergences pendant un arrêt de l'exploitation et les vitesses de convergence au moment de l'arrêt (Carmaux).

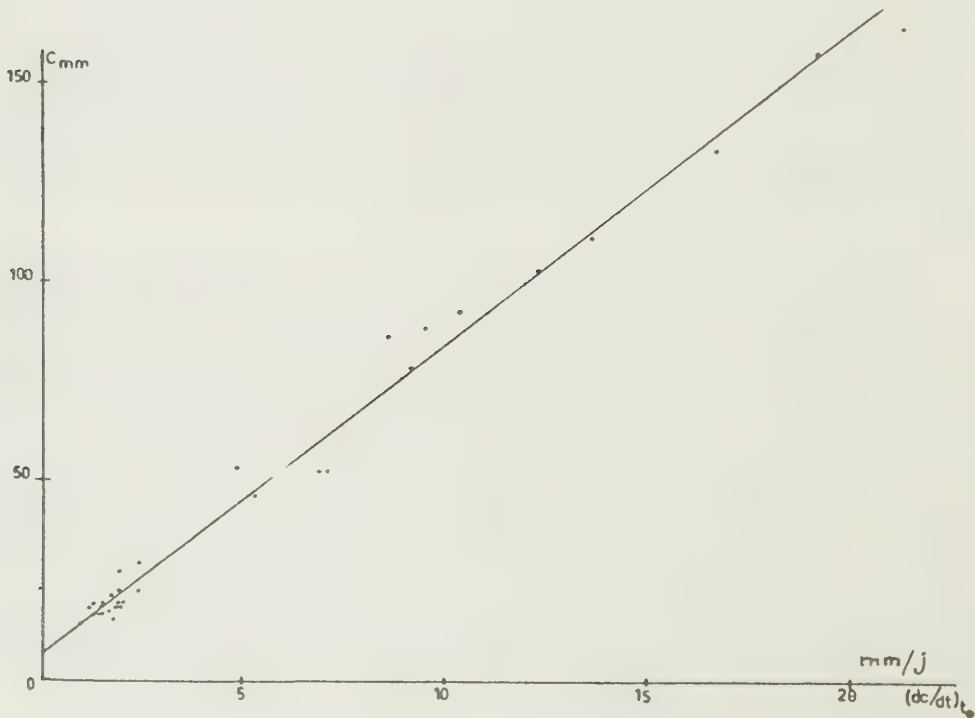


Fig. 94 - Liaison entre les convergences pendant un arrêt de l'exploitation et les vitesses de convergence au moment de l'arrêt (La Houve).

Par contre, nous avons pu, pour les deux chantiers, étudier la relation entre convergences pendant l'arrêt et vitesses de convergence juste avant l'arrêt. Dans l'expérience de Carmaux, les convergences ont été mesurées pendant une période de 27 jours après l'arrêt. La figure 93 représente la liaison obtenue entre

$$C(t_o, t_o + 27 \text{ j.}) \quad \text{et} \quad \left(\frac{dC}{dt}\right)_{t_o}.$$

Elle est "très hautement significative", le coefficient de corrélation étant égal à 0,98, pour 10 points. L'équation suivante permet de la caractériser :

$$C(t_o, t_o + 27 \text{ j.}) = 9,0 \left(\frac{dC}{dt}\right)_{t_o} + 3,$$

les convergences étant exprimées en mm et les temps en jours. Si on fait alors correspondre la valeur de la pente au coefficient $\frac{E}{\eta}$ de la relation théorique, on aboutit à la valeur :

$$\frac{E}{\eta} = \frac{1}{9} \text{ jours}^{-1}.$$

L'expérience réalisée à la Houve permet de vérifier une nouvelle fois cette deuxième propriété, sur 33 doublets distants de 1,2 mètre. Les convergences ont été mesurées juste avant un arrêt de 37 jours, et juste à la reprise de l'exploitation, après cet arrêt. Il existe une très bonne liaison, représentée sur la figure 94, entre $C(t_o, t_o + 37 \text{ j.})$ et $\left(\frac{dC}{dt}\right)_{t_o}$. Le coefficient de corrélation est égal à 0,99. L'équation de la droite de régression est la suivante :

$$C(t_o, t_o + 37 \text{ j.}) = 7,6 \left(\frac{dC}{dt}\right)_{t_o} + 6,5.$$

On constate que la valeur du coefficient $\frac{E}{\eta}$ auquel correspond la pente de cette droite est très voisine de la précédente puisqu'ici :

$$\frac{E}{\eta} = \frac{1}{7,6} \text{ jours}^{-1}.$$

Cette concordance nous semble tout à fait remarquable puisqu'il s'agit de voies de bassins très différents : Aquitaine et Lorraine. Elle justifie la valeur

$$\frac{E}{\eta} = \frac{1}{10} \text{ jours}^{-1}$$

choisie précédemment dans l'étude du régime permanent (1).

B 3. Comportement rhéologique des épis de protection des voies : Etude des déformations à la reprise de l'exploitation après un arrêt.

Après avoir étudié théoriquement le régime des déformations à la reprise de l'exploitation après un arrêt prolongé, nous confronterons les résultats à ceux obtenus expérimentalement.

ETUDE THEORIQUE DES DEFORMATIONS A LA REPRISE DE L'EXPLOITATION APRES UN ARRET PROLONGE

Supposons que l'exploitation ait été arrêtée à l'instant t_0 , le front de taille se trouvant alors à la distance x_0 du point étudié. A l'instant t_1 , l'exploitation reprend.

(1) Cette valeur est aussi à rapprocher de celle du coefficient c , correspondant à l'influence du temps sur les affaissements en surface :

$$w(S, t) = w(S, \infty) \left[1 - e^{-ct} \right].$$

L'ordre de grandeur de c est en effet le même $\frac{1}{15} \text{ jours}^{-1}$.

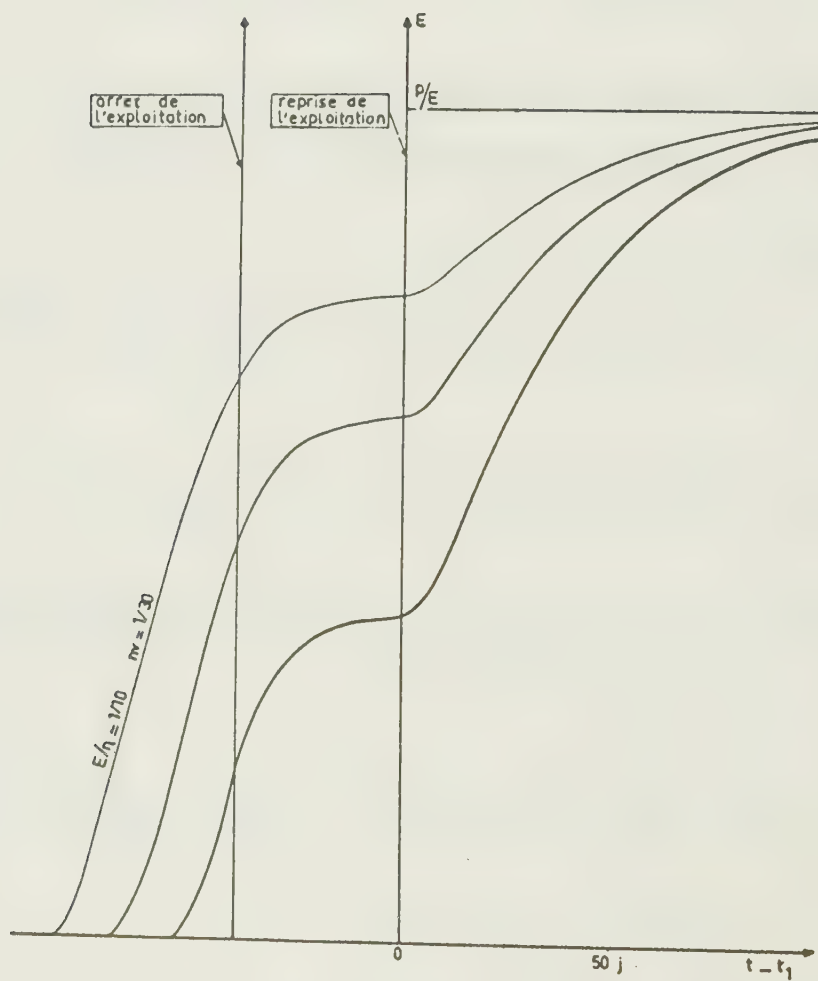


Fig. 95 - Déformations à la reprise de l'exploitation après un arrêt prolongé.

Si nous admettons que la durée de l'arrêt ($t_1 - t_0$) a été suffisamment longue, la contrainte dans le remblai atteint la valeur correspondant à l'équilibre élastique :

$$\sigma_{\infty} = p (1 - e^{-nx_0}) .$$

Après la reprise à l'instant t_1 , pour une position :

$$x = x_0 + v (t - t_1)$$

du front de taille par rapport au point étudié, l'augmentation de la contrainte exercée sur le remblai en ce point est égale à :

$$p (1 - e^{-nx}) - p (1 - e^{-nx_0}) = p e^{-nx_0} \left[1 - e^{-nv (t-t_1)} \right]$$

La déformation ϵ est alors donnée par l'équation différentielle :

$$\eta \frac{d\epsilon}{dt} + E\epsilon = p e^{-nx_0} \left[1 - e^{-nv (t - t_1)} \right] ;$$

soit, à partir de l'instant t_1 de la reprise de l'exploitation :

$$\epsilon_{t_1}^t = \frac{p}{E} e^{-nx_0} \left[1 - \frac{\frac{E}{\eta} e^{-nv (t-t_1)}}{\frac{E}{\eta} - nv} + \frac{e^{-\frac{E}{\eta} (t-t_1)}}{\frac{E}{\eta} - nv} \right]$$

On peut noter que la vitesse de déformation à la reprise est nulle :

$$\left(\frac{d\epsilon}{dt} \right)_{t_1} = 0 .$$

L'allure du phénomène est représentée sur la figure 95, pour des points situés à différentes distances du front de taille lors de la reprise.

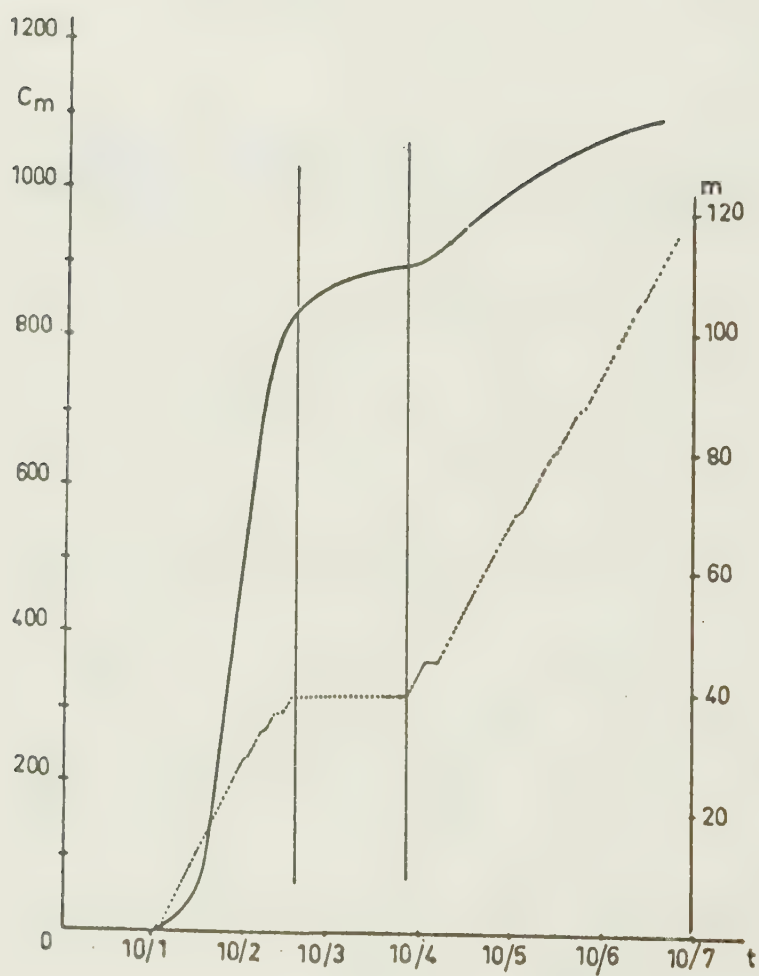


Fig. 96 - Courbe de convergence en fonction du temps et diagramme d'avancement de la taille (La Houve).

ETUDE EXPERIMENTALE DES COURBES DE CONVERGENCE A LA REPRISE DE L'EXPLOITATION APRES UN ARRET.

Pour justifier expérimentalement ce résultat, nous disposons de l'expérimentation réalisée dans la voie de E.M. N.E. à La Houve, dont nous avons étudié précédemment les convergences pendant un arrêt de l'exploitation d'une durée de 37 jours. Lors de la reprise de l'exploitation les mesures de convergences ont été poursuivies. Le diagramme d'avancement de la taille est représenté sur la figure 96. Il lui correspond des courbes de convergence qui ont toutes l'allure de celle qui est donnée, à titre d'exemple, sur la figure 96. L'allure observée correspond bien à celle des courbes établies théoriquement et représentées sur la figure 95 : reprise des mouvements avec une tangente sensiblement horizontale, puis un point d'inflexion.

C'est encore ce que l'on observe dans le cas d'arrêts beaucoup plus courts de 1 à 3 jours. La figure 97 représente, à titre d'exemple, la courbe de convergence d'un doublet d'une voie de Maybach en Sarre, et le diagramme d'avancement correspondant. On observe, après chaque arrêt, une reprise des mouvements, et chaque élément de courbe, entre deux arrêts, possède un point d'inflexion bien marqué. Les irrégularités, toujours observées sur les courbes de convergence en fonction du temps, se trouvent ainsi expliquées par l'influence des arrêts de l'exploitation, même de courte durée.

CONCLUSION

Les résultats expérimentaux présentés dans ce chapitre nous ont permis de mettre en évidence l'influence du facteur temps sur les déformations des terrains houillers.

Nous avons montré, en effet, que la convergence observée dans une taille, après un avancement d'une allée du front, n'était pas

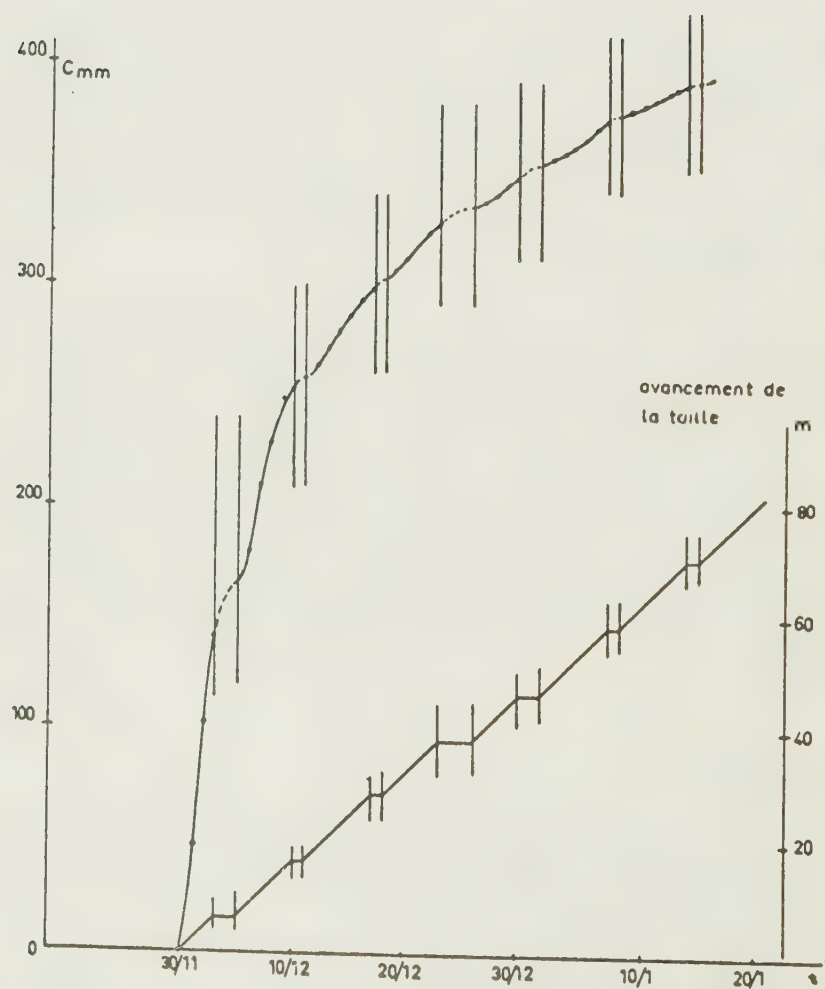


Fig. 97 - Convergences à la reprise de l'exploitation après de courts arrêts (Maybach).

instantanée. On peut écrire qu'au bout d'un temps t , après le passage de la haveuse, elle est égale à :

$$C = A \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) .$$

Le coefficient A dépend des caractéristiques de l'exploitation : largeur d'allée, ouverture et profondeur de la taille et nature du soutènement. Le coefficient τ , assimilable à un "temps de relaxation", définit le comportement rhéologique du toit de la taille que l'on peut assimiler à un milieu de Kelvin. Il semble qu'il soit indépendant des caractéristiques précédentes et peu variable d'une taille à l'autre ; son ordre de grandeur est de 0,5 jour . Il en résulte que la convergence par mètre d'avancement dans une taille est d'autant plus faible que la vitesse d'avancement est plus grande. Elle est à peu près réduite de moitié si l'on passe d'un avancement de 2 allées à un avancement de 6 allées par jour.

D'autre part, l'interprétation de mesures de convergence effectuées dans des voies a permis de faire ressortir le comportement rhéologique de l'épi de protection installé le long des voies de taille pour les protéger, derrière l'exploitation. Nous avons pu établir que, lors d'un arrêt de l'exploitation, il y a un freinage des convergences, mais qu'il se produit de façon continue, les vitesses de convergence juste avant et juste après l'arrêt étant égales. Ces vitesses conditionnent l'amplitude des convergences pendant un arrêt : elle leur est proportionnelle. Le coefficient de proportionnalité permet, en assimilant le remblai à un milieu de Kelvin, de définir un temps de relaxation. Il semble peu varier d'une voie à l'autre, et son ordre de grandeur est d'une dizaine de jours. Il en résulte que le régime des déformations est extrêmement sensible aux arrêts de l'exploitation, même de courte durée : entre deux arrêts consécutifs, les courbes de convergence en fonction du temps présentent une forme en S caractérisée par un point d'inflexion.

RESUME DES CONCLUSIONS et PERSPECTIVES D'AVENIR

Nous nous sommes efforcé, à la fin de chacun des chapitres, de résumer les conclusions qui nous semblaient les plus importantes. Nous avons, d'autre part, mentionné à maintes reprises des liaisons entre les conclusions des différents chapitres. Après avoir rappelé les méthodes de mesure et d'analyse que nous avons utilisées dans cette étude, une courte synthèse des résultats permettra d'avoir une vue d'ensemble de nos idées sur le comportement des terrains houillers et sur ses mécanismes. Nous préciserons ensuite les limites que nous voyons à notre travail, surtout en ce qui concerne son aspect théorique. Enfin, après avoir envisagé l'aspect pratique des résultats, nous en déduirons le sens à donner aux études futures.

METHODE D'ETUDE

Ayant montré la difficulté des mesures directes des variations des pressions provoquées par la création d'un vide d'exploitation dans les terrains houillers, nous avons décidé de faire porter nos mesures sur les effets de ces variations et plus particulièrement sur les déformations des terrains. Elles ont consisté, soit à déterminer les déplacements absolus de broches ancrées au toit ou au mur de veines en exploitation, soit leurs déplacements relatifs, les convergences. "La convergence d'un chantier est, en effet, une notion claire, physiquement sensible aux mineurs et qui les intéresse directement, car les chantiers de mines sont avant tout des lieux de circulation de l'air et des hommes, du charbon, du matériel, où il importe de maintenir ouverte une section minimale" (1).

(1) M.P. BASEILHAC - Préface du livre "Déformations des roches autour des excavations" par B. SCHWARTZ.

La démarche de notre recherche a été, partant de premiers résultats expérimentaux, de rechercher les hypothèses, donc le modèle, qui les expliqueraient. Ce modèle nous suggérant alors de nouvelles expériences, celles-ci permettaient de l'affiner ou de le compléter, et ainsi de suite. L'utilisation des calculs théoriques nous a ainsi amené à rechercher des domaines d'expérimentation où l'on puisse admettre un régime de "déformations planes" et, par conséquent, d'une part à nous limiter à l'étude des terrains influencés par une longue taille, d'autre part à privilégier certains chantiers : tailles, voies de tailles double-unit, montages, galeries sus ou sous-jacentes à une exploitation, en excluant les zones en bordure d'exploitation dont le comportement est influencé par la présence des massifs en place.

Les mesures essentielles ont porté sur les convergences en tailles. Elles présentent en effet, sur les mesures effectuées dans les voies, l'avantage de ne pas être perturbées par le voisinage du vide créé par la voie elle-même et par conséquent d'appréhender le comportement des terrains soumis à l'influence d'une taille en dehors de toute autre influence. Par contre, la faible durée de vie des doublets de mesures posés en taille, amène un inconvénient qui n'existe pas dans les voies. Les deux types de mesure sont donc de nature à se compléter.

Jusqu'ici, les mesures de convergences en tailles avaient porté surtout, pour ne pas dire exclusivement, sur des convergences journalières ; or, l'unité qui devrait s'imposer à l'esprit n'est pas le jour, mais le cycle. Qu'il y en ait 1 ou plusieurs par jour, un cycle comprend toujours :

- l'abattage pour avancer le front,
- le foudroyage et le boisage pour avancer d'autant le soutènement.

Au moment de la pose des nouveaux étançons, c'est-à-dire à la fin du cycle, les vitesses de déformation des épontes sont faibles : c'est le moment optimal pour effectuer les mesures.

A partir d'elles, nous définissons la convergence par mètre d'avancement qui est une grandeur sans dimensions (1). Une taille est caractérisée par sa convergence moyenne. Rappelons que nous avons montré que celle-ci, pour être "représentative", doit être calculée à partir de mesures effectuées tout le long du front de taille, en excluant les bords et les zones d'accident, et pendant une vingtaine de cycles au moins.

MISE EN ORDRE GENERALE DES RESULTATS

1° Comportement des terrains au-dessus d'une longue taille.

Analysant de telles mesures effectuées dans plus de cent tailles, et complétées par des mesures effectuées dans d'autres types de chantiers déjà cités, nous avons établi que les convergences par mètre d'avancement étaient liées à l'affaissement final au-dessus des vieux travaux.

L'interprétation d'un tel résultat infirme l'hypothèse souvent admise d'un comportement de type pulvérulent de l'ensemble des terrains sus-jacents en arrière de la taille. Si l'on considère, en effet, que les convergences définies en tailles correspondent à des valeurs de mouvements mesurés sur une distance de 1 à 2 mètres seulement et que les affaissements finals intègrent toute la vie de l'exploitation, il faut en conclure qu'il y a une certaine continuité géométrique des bancs situés au-dessus de la zone exploitée. Ces bancs, dont la flexion est à l'origine de la convergence dans les allées de passage, trouvent un appui sur le massif, en avant du front, et sur les éboulis du foudroyage des premiers bancs du toit ou sur les remblais, en arrière du front.

(1) C'est le quotient de la convergence mesurée à l'avancement effectué par cycle. Elle est à rapprocher, en régime permanent, de la pente d'une déformée.

Nous avons pu ensuite établir un résultat expérimental particulièrement nouveau : les convergences sont liées à la profondeur de l'exploitation, et d'autant plus faibles que la profondeur est plus grande. Il nous a amené à prendre en considération l'ensemble des terrains sus-jacents et à concevoir, pour les schématiser, un modèle intermédiaire entre celui correspondant à un comportement élastique et isotrope et celui correspondant à une structure anisotrope des terrains, assimilés à un empilement de feuillets indépendants, parallèles à la stratification. Un tel modèle avait déjà été envisagé par certains théoriciens pour rendre compte de l'importance des déformations observées au-dessus des exploitations minières. L'influence de la profondeur, que nous avons quantifiée, en constitue une bonne justification, en ce qui concerne les houillères.

Une telle anisotropie s'explique par la structure stratifiée des terrains : le plan de jonction entre deux lits quelconques est, en effet, un plan de discontinuité le long duquel des glissements relatifs peuvent se produire plus facilement. Les terrains au-dessus d'une exploitation peuvent être alors assimilés à un empilement de feuillets avec frottements mutuels. A cause de ces forces de frottement, chaque banc entre en contact avec le banc inférieur, en un point qui est d'autant plus éloigné du front de taille que le banc est plus haut par rapport au niveau de la veine exploitée. Ce modèle permet de comprendre que, pour des affaissements égaux en stade final, les courbes d'affaissement soient, comme nous l'avons montré, beaucoup plus "raides" au fond qu'en surface où à des niveaux intermédiaires. Il permet aussi de comprendre que la remise en compression des terrains, au-dessus des vieux travaux, se fasse de façon progressive et qu'aucune mesure n'ait jamais mis en évidence une "culée arrière" importante qu'on évoque pourtant souvent.

2° Comportement des massifs.

Les bancs, en avant d'un front de taille s'appuient sur le massif en place. De nombreux calculs théoriques ont été effectués en partant de l'hypothèse d'un comportement élastique de ce massif, généralement assimilé à un support de WINKLER.

Plusieurs résultats expérimentaux que nous avons établis semblent légitimer une telle hypothèse. C'est ainsi par exemple qu'a pu être mise en évidence une remontée du toit en avant du front de taille qui est compatible avec l'existence d'une "Onde de Weber". D'autre part, il a été possible, dans un cas, de relier les déformations au-dessus d'un massif aux valeurs du module élastique du charbon.

Il faut toutefois excepter une zone de quelques mètres où le charbon est fissuré et détendu. L'existence de cette zone, en avant d'un front en progression, est liée aux faibles valeurs des résistances à la rupture des charbons. Elle est connue des mineurs par ses effets, mais nous avons pu la mettre directement en évidence, en mesurant les variations de pression dans des capsules mises en place dans le massif et montrer qu'elle repousse en avant du front de taille la zone des contraintes maximales, souvent appelées "culée-avant". Il résulte de nos mesures que la compression des terrains sous-jacents, due à cette culée, se fait sentir, à peu près verticalement, jusqu'à une profondeur de plusieurs dizaines de mètres. Nous avons également montré que les phénomènes de fissuration des massifs peuvent prendre des proportions importantes et avoir des conséquences extrêmement néfastes pour l'exploitation, lorsqu'il s'agit de "pilliers" dont une dimension est inférieure à un certain seuil critique compris entre trente et quarante mètres.

3° Phénomènes de rupture.

D'autres phénomènes sont liés aux faibles résistances des terrains miniers, ce sont les phénomènes de ruptures. Ils se manifestent par des discontinuités dans les déformations, mais ils sont aussi à l'origine des chutes de toit et des éboulements, si bien qu'ils engagent directement la sécurité des chantiers. Le feuilletage des terrains, invoqué précédemment, est provoqué par des ruptures au cisaillement qui se produisent parallèlement à la stratification. Nous pensons qu'il intervient progressivement pendant la phase de démarrage d'une taille et que c'est lui qui donne lieu à des séries, bien connues, d'impulsions dans les déformations jusqu'à ce qu'un régime permanent puisse s'établir, lorsque les bancs du haut toit trouvent un appui sur

les éboulis du foudroyage après une distance de chassage de la taille de 80 mètres environ.

De l'instabilité des terrains pendant cette phase, résulte, comme nous l'avons fait ressortir, une probabilité plus importante d'éboulement dans la taille.

Nous avons pu dégager d'autres phénomènes de ruptures, celles perpendiculaires à la stratification. La connaissance des phénomènes de "pressions périodiques" fait partie de la tradition minière. Il semble, en effet, que les seules manifestations très nettes qu'on ait pu en connaître soient antérieures à l'introduction du soutènement métallique. Dans les tailles boisées, on observait fréquemment des ruptures par flambages des bois qui se produisaient de façon périodique ou pseudo-périodique. Des réflexions faites à partir d'observations qualitatives sur le foudroyage, le gonflement du mur, la facilité d'abattage du charbon, les chutes de toit ... avaient amené certains auteurs, surtout en Allemagne, à faire intervenir des phénomènes de rupture dans le toit immédiat et le haut toit. Les résultats de très nombreuses mesures de convergences effectués dans plusieurs tailles nous ont permis de préciser ces phénomènes. D'une part, le toit immédiat se foudroie périodiquement en arrière de la dernière ligne d'étaçons, chaque fois que la longueur de son porte-à-faux dépasse deux ou trois mètres. Ces ruptures sont extrêmement régulières parce qu'elles sont souvent en liaison avec le cycle journalier de l'organisation de la taille. D'autre part, et surtout, interviennent des ruptures périodiques du haut-toit. Elles donnent lieu à des variations des convergences en tailles pouvant, dans certains cas, être importantes et extrêmement brutales. Le mécanisme en serait le suivant : le haut toit est soumis à des contraintes de cisaillement maximales à l'aplomb de la limite entre le massif fissuré et le massif intact, en avant du front de taille. Ces contraintes sont liées à la longueur du porte-à-faux du haut toit au-dessus des vieux travaux. Chaque fois, par conséquent, que cette longueur atteint un certain seuil critique qui, pour les tailles que nous avons examinées, est de l'ordre d'une quinzaine de mètres, il y a rupture ; les ruptures

se produisent donc de façon périodique (1) dans la mesure où les caractéristiques mécaniques des toits sont homogènes. Ces phénomènes revêtent une importance pratique très grande ; nous avons pu en effet montrer qu'ils ont, dans certaines tailles, une incidence sur la dégradation du toit.

Un résultat expérimental entièrement nouveau, par contre, que nous avons établi est que ces phénomènes de rupture se manifestent également dans les voies, au-dessus de l'épi destiné à les protéger en arrière de la taille qu'elles desservent. Ils sont à l'origine de variations importantes, dans le rapport de 1 à 2, de l'amplitude des convergences le long d'une même voie, extrêmement néfastes pour la tenue du soutènement. Ces variations interviennent de façon périodique ; la longueur de la période est assez intimement liée à la valeur moyenne des convergences. Ce résultat, que l'on retrouve théoriquement en faisant intervenir des ruptures des bancs du toit, apparaît comme une bonne justification de cette interprétation.

4° Comportement rhéologique des terrains houillers.

Depuis les progrès assez récents du prolongement de la résistance des matériaux que constitue la rhéologie, de nombreux calculs ont été effectués pour étudier de façon théorique l'influence du facteur particulier qu'est le "TEMPS" sur la répartition des contraintes et parfois des déformations, autour d'exploitations minières schématisées. Faute de confrontations expérimentales sérieuses, ils apparaissent toujours aux praticiens comme des jeux de l'esprit assez ardu, du fait de la complexité toujours croissante de l'appareil mathématique, et tout-à-fait suspects parce qu'on ne retrouve à la fin des calculs que ce qu'on y a mis au départ. C'est pourquoi, nous avons tenté d'aborder l'étude du facteur temps simultanément de façon théorique et expérimentale. Disons tout de suite qu'elle est loin d'être exhaustive ; cependant nous avons pu en dégager deux aspects très importants.

(1) Nous rejoignons là les idées émises en Allemagne par M. NIEDERHOFER pour interpréter des mesures effectuées au fond, et par M. EVERLING à la suite d'essais sur maquettes. "Der Periodendruck" - G. EVERLING - GLUCKAUF - Octobre 1965 - Pages 257-271.



Tout d'abord, la convergence observée dans une taille, après un avancement d'une allée du front, n'est pas instantanée. On peut écrire qu'au bout d'un temps t , après le passage de la hacheuse, elle est représentée par la relation :

$$C = A \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right).$$

Le coefficient A dépend des caractéristiques de l'exploitation (largeur d'allée, ouverture et profondeur de la taille), et des caractéristiques du soutènement. Le coefficient τ , assimilable à un "temps de relaxation", définit le comportement rhéologique du toit de la taille. Il semble qu'il soit indépendant des caractéristiques précédentes, et peu variable d'une taille à l'autre ; son ordre de grandeur est de 0,5 jour. C'est un résultat encore fragile mais extrêmement étonnant. Il en résulte que la convergence par mètre d'avancement dans une taille est d'autant plus petite que la vitesse d'avancement est plus grande. Cette influence est faible pour les vitesses d'avancement courantes ; mais si l'on passe d'un avancement de 2 allées à un avancement de 6 allées par jour, la convergence peut être réduite de moitié.

D'autre part, la plupart des calculs théoriques effectués jusqu'ici privilégient le comportement rhéologique des massifs. Il existe certainement, mais il est difficile à analyser parce que les déformations sont généralement faibles au-dessus des massifs et impossible à mesurer, sinon dans les voies, dont le vide introduit des perturbations. D'autre part, il est compliqué par les phénomènes de fissuration dont l'approche théorique ne tient pas compte. Par contre, l'interprétation de mesures de convergences, effectuées dans des voies, nous a permis de faire ressortir le comportement rhéologique de l'épi de protection installé le long des voies de tailles. Lors d'un arrêt de l'exploitation, il y a freinage des convergences, mais il se produit de façon continue, les vitesses de convergence juste avant et juste après l'arrêt étant égales. Leur valeur commune, liée à la position du front de taille lors de l'arrêt, par rapport au point considéré de la voie, conditionne l'amplitude des convergences pendant l'arrêt : elle lui est proportionnelle. Le coefficient de proportionnalité permet, en faisant appel à des considérations théoriques, de définir un temps de relaxation. Il semble peu varier

d'une voie à l'autre et son ordre de grandeur est d'une dizaine de jours. Il en résulte que le régime des déformations est extrêmement sensible aux arrêts de l'exploitation, même de courte durée : entre deux arrêts consécutifs, les courbes de convergences en fonction du temps présentent une forme en S caractérisée par un point d'inflexion.

PLACE DE LA THEORIE - PERSPECTIVES D'AVENIR

Cette synthèse fait ressortir le grand nombre de phénomènes qui régissent les déformations que l'on observe autour du vide créé par une exploitation : feuilletage des terrains houillers, fissuration des massifs en place, ruptures perpendiculaires à la stratification, influence du facteur temps. Nous espérons que c'est une justification de n'avoir pas abouti à un modèle mathématique complet englobant tous ces phénomènes ; mais nous sommes conscients qu'il y a là une limitation importante à notre étude.

Toutefois, s'il nous a été impossible de mettre en une seule équation l'ensemble des problèmes, par suite de leur extrême complexité, du moins les relations issues de la mécanique des milieux continus, nous ont permis d'isoler de nombreux phénomènes et de les expliquer. Elles ont fourni, nous semble-t-il, une base rationnelle à l'analyse statistique des résultats expérimentaux et elles ont aussi été le point de départ de nouvelles expérimentations.

Il nous paraît important de rappeler, au stade des conclusions, la surprenante homogénéité de comportement des terrains houillers qu'ont fait apparaître plusieurs résultats de notre étude. Si l'on considère, par exemple, les convergences moyennes par mètre d'avancement mesurées dans une dizaine de tailles foudroyées équipées d'un soutènement hydraulique, on constate qu'elles sont toutes comprises dans l'intervalle $(0,13 \text{ à } 0,16) W^{3/4} H^{-1/4}$. Or, les situations géographiques de ces tailles, donc les conditions de leurs gisements sont très diversifiées. Même en faisant abstraction des différences de réglage des soutènements, qui exis-

tent et dont nous avons montré qu'elles ont une influence, la dispersion des propriétés des terrains est responsable de moins de 20 % des variations des convergences. Il semble donc que le coefficient moyen 0,15 qui, par référence au calcul théorique, contient le poids spécifique et les caractéristiques mécaniques des terrains, la répartition des feuillets et de leurs coefficients de frottement, soit cependant une caractéristique très stable du houiller. Il en est de même pour le coefficient qui définit le comportement rhéologique des toits de taille et que nous avons trouvé remarquablement constant dans les cas étudiés. Il y a là la possibilité de définir des caractéristiques "globales" représentatives du comportement réel des roches in situ et dans les conditions de l'exploitation. Cela ouvre, à notre sens, des perspectives très intéressantes.

ASPECT PRATIQUE DES RESULTATS ET ORIENTATION DES RECHERCHES FUTURES

Nous avons, dans le déroulement de chaque chapitre et dans sa conclusion dégagé l'aspect pratique des résultats. Il est très difficile de le résumer. C'est en effet, tout au long de notre recherche, que nous avons été guidés par le souci constant que ces résultats soient directement utiles aux exploitants des mines. Il est certain que nous n'avons qu'imparfaitement répondu à leurs besoins et à leurs attentes. Néanmoins, la stratégie du mineur, confronté aux problèmes de la tenue des terrains, consistant beaucoup plus à s'adapter aux déformations qu'à tenter de les réduire (1), nous sommes parvenu à établir des lois qui

(1) Quelle devrait être en effet la force portante du soutènement pour annuler la convergence dans une taille ? On peut tenter d'en obtenir un ordre de grandeur de la façon suivante. La concordance entre résultat expérimental et modèle théorique (page 209) nous autorise, dans une certaine mesure, à extrapoler la liaison linéaire obtenue entre convergence et force portante. On trouve alors qu'une force portante effective de 400 tonnes au moins par mètre linéaire de front aurait été nécessaire, dans les tailles étudiées. Elle est impossible à réaliser parce qu'il lui correspondrait une pression sur les épontes bien supérieure à leurs résistances au poinçonnement.

peuvent lui permettre d'effectuer des prévisions, relativement précises, des déformations à attendre dans le cadre d'un projet d'exploitation donné, et d'éviter certaines conditions particulièrement défavorables telles que la création d'un pilier, par exemple.

D'autre part, nous croyons profondément que la compréhension des phénomènes est extrêmement importante pour l'exploitation des mines. De ce point de vue, et dans la mesure où nous sommes parvenus à dégager certains mécanismes du comportement des terrains, nous espérons avoir fait oeuvre utile. Malgré le scepticisme, souvent compréhensible il faut bien le dire, des mineurs devant les calculs théoriques, nous pensons qu'ils ont beaucoup aidé à cet effort de compréhension.

Enfin, il est nécessaire pour l'exploitant de pouvoir connaître et comparer les effets de tel ou tel moyen mis en oeuvre. Il ressort de notre étude que la connaissance de l'influence des facteurs naturels est alors nécessaire, pour parvenir à déceler et à chiffrer l'influence des facteurs privilégiés que constituent les facteurs d'exploitation, parce que c'est par leur intermédiaire que l'exploitant peut avoir une action sur les terrains. Nous avons vu, par exemple, que l'étude de l'influence du réglage du soutènement sur les déformations des toits de taille n'est rendue possible qu'après avoir "maîtrisé" celle du facteur temps. Nous pensons avoir ainsi contribué à l'effort de connaissance des moyens de l'exploitation.

Pourtant, il nous faut bien dire que les déformations ne constituent qu'un moyen d'approche du vrai problème, vital pour la mine, qui est celui de la "tenue des terrains". Nous avons, à maintes reprises, fait apparaître les rapports qui existent entre les déformations et les chutes de toit ou les éboulements. Mais l'orientation privilégiée à donner aux études futures nous semble devoir être d'appréhender plus directement l'état de cohésion ou de décohésion des toits. Une méthode de caractérisation de l' "état d'un toit" a été ébauchée. Grâce à la connaissance des phénomènes régissant les déformations, elle devrait permettre de répondre rapidement aux questions essentielles touchant à la sécurité dans les chantiers.

Table des figures

Fig. 1	-	Vue en plan d'une taille et de ses voies.	26
Fig. 2	-	Aspect des terrains au-dessus d'une voie après le passage de la taille qu'elle dessert.	26
Fig. 3	-	Foudroyage du toit immédiat au-dessus d'une taille.	28
Fig. 4	-	Voie de taille double-unit et montage. Vue en plan.	28
Fig. 5	-	Coupe normale au front. Définition des lignes.	30
Fig. 6	-	Effets de bords.	34
Fig. 7a	-	Stations de mesures dans un montage (H.B.N.P.C. Lens).	40
Fig. 7b	-	Convergences dans un montage influencé par deux tailles.	40
Fig. 8	-	Courbe moyenne des convergences de 10 doublets en fonction de la distance de la taille dans une voie double-unit.	44
Fig. 9	-	Convergences moyennes par mètre d'avancement en fonction des ouvertures.	46
Fig. 10	-	Logarithmes des convergences en fonction des logarithmes des ouvertures.	46
Fig. 11	-	Répartition des valeurs de $10^3 k$.	48
Fig. 12	-	Schématisation du toit par une poutre mince.	50
Fig. 13	-	Liaison entre convergences C_1 et C_2 .	54
Fig. 14	-	Valeur de $\frac{C}{W^{3/4}}$ en fonction des profondeurs pour 113 tailles foudroyées.	60

Fig. 15 - Schématisation des terrains, au-dessus d'une exploitation, par une poutre épaisse.	62
Fig. 16 - Liaison entre $\log \frac{C_m}{W^{3/4}}$ et $\log H$ pour 113 tailles foudroyées.	70
Fig. 17 - Coupe stratigraphique des terrains de 10 mètres au toit de la veine E à 10 mètres au mur de la veine F (siège de la Houve des H.B.L.).	74
Fig. 18 - Aspect d'une surface de discontinuité entre deux bancs de schistes.	76
Fig. 19 - Schématisation des terrains au-dessus d'une exploitation par un empilement de feuillets.	
Fig. 20 - Déformations de la maquette d'une taille (d'après H. Hoffmann).	78
Fig. 21 - Implantation de stations de mesures des affaissements au fond et en surface.	80
Fig. 22 - Courbes des affaissements moyens au fond et en surface en fonction de la position du front de taille.	80
Fig. 23 - Affaissement en stade final d'une bowette sus-jacente à une exploitation.	82
Fig. 24 - Courbe d'affaissement moyenne de 4 points en fonction de la position du front de taille.	82
Fig. 25 - Affaissement à différents niveaux au-dessus d'une taille.	84
Fig. 26 - Valeurs des pentes à l'inflexion des courbes d'affaissements à différents niveaux au-dessus d'une exploitation.	84
Fig. 27 - Convergences observées C_m en fonction des convergences théoriques $0,2 (qw)^{3/4} H^{-1/4}$.	90
Fig. 28 - Classification des voies de taille.	96
Fig. 29 - Classification des montages.	96
Fig. 30 - Courbes contraintes-déformations d'éprouvettes de charbon en compression simple.	98

Fig. 31 - Allure des courbes contraintes-déformations en compression simple.	100
Fig. 32 - Courbes contraintes axiales-déformations d'éprouvettes de charbon en étreinte latérale.	100
Fig. 33 - Schématisation du toit par une poutre mince sur appui élastique.	102
Fig. 34 - Mesure des déplacements absolus de différents bancs du toit d'une voie.	108
Fig. 35 - Mouvements absolus du toit en fonction de la distance du front de taille.	108
Fig. 36 - Schématisation de la section transversale d'une voie de taille.	108
Fig. 37 - Variations des modules moyens et des convergences C_{-10}^{100} le long d'une voie.	110
Fig. 38 - Convergence de doublets CC' en fonction de la distance du front de taille.	110
Fig. 39 - Liaison entre convergences et modules d'élasticité.	112
Fig. 40 - Répartition des contraintes dans le massif.	114
Fig. 41 - Capsules pour trous de sonde type B.O.M.	116
Fig. 42 - Pression dans une capsule BOM en fonction de la distance du front de taille.	116
Fig. 43 - Déformations dans un montage influencé par une seconde taille rabattante.	118
Fig. 44 - Implantation de doublets de mesures dans un massif.	118
Fig. 45 - Déformées du toit au-dessus d'un pilier pour des positions successives du front de la taille en progression.	120
Fig. 46 - Voie influencée par une taille sus-jacente (vue en plan et coupe AB).	122
Fig. 47 - Influence sur une voie d'une taille sus-jacente.	124
Fig. 48 - Mouvements verticaux dans un bure sous l'influence d'une taille sus-jacente.	126

Fig. 49 - Distances horizontales des éboulements à l'aplomb de la limite d'exploitation sus-jacente la plus proche.	132
Fig. 50 - Contraintes de cisaillement dans les terrains sus-jacents lors du démarrage d'une exploitation.	136
Fig. 51 - Feuilletage des terrains sus-jacents dans la phase du démarrage d'une taille.	136
Fig. 52 - Feuilletage des terrains au-dessus d'une exploitation (d'après Zh. Kanlybayeva).	138
Fig. 53 - Corrélogramme des variables $C_i = \sum_{i=1}^{i-m} \epsilon_k$.	146
Fig. 54 - Exemple de corrélogramme des convergences le long d'une voie.	146
Fig. 55 - Exemples de corrélogrammes théoriques sinusoidaux.	148
Fig. 56 - Corrélogramme des convergences le long de la voie B - 18 - 6 , à Faulquemont.	150
Fig. 57 - Implantation de 6 doublets de mesure dans la voie de E.M.-N.O. 600 , La Houve.	156
Fig. 58a- Convergences en fonction du temps de 6 doublets de la voie E.M.-N.O. 600 , La Houve.	156
Fig. 58b- Profil le 5/5/1964 de la voie E.M.-N.O. 600.	156
Fig. 59 - La Houve, E.M.-N.O. 600. Profils de la voie suivant la position du front de taille.	158
Fig. 60 - Schématisation de la déformation du toit avec l'avancement de la taille.	158
Fig. 61 - Provence montage 0. Profil de la voie suivant la position du front de taille.	160
Fig. 62 - La Houve, ENE 500. Profils de la voie suivant la position du front de taille.	160
Fig. 63 - Processus des ruptures périodiques du toit.	162
Fig. 64 - Schématisation d'un toit par une poutre en porte-à-faux sur appuis élastiques.	162
Fig. 65 - Liaison entre période et convergence moyenne.	166

Fig. 66 - Evolution périodique des convergences avec l'avancement de la taille (Marthe).	168
Fig. 67 - Evolution périodique des convergences avec l'avancement de la taille (Joséphine).	170
Fig. 68 - Evolution des convergences avec l'avancement de la taille (Marthe).	172
Fig. 69 - Ruptures périodiques du toit immédiat en taille.	174
Fig. 70 - Exemples de corrélogrammes des convergences en tailles pour des avancements successifs.	174
Fig. 71 - Mesure des convergences dans une exploitation en dressants.	176
Fig. 72 - Profils à la fin de l'exploitation de chaque tranche dans une exploitation en dressants (Frieda 5 Nord - Merlebach).	176
Fig. 73 - Mesures des états de toit en taille.	178
Fig. 74 - Liaison entre périodicité des convergences et état de toit.	178
Fig. 75 - Influence des arrêts de l'exploitation sur les convergences dans les voies.	186
Fig. 76 - Schématisation des milieux rhéologiques.	186
Fig. 77 - Influence de la vitesse d'avancement sur les convergences par mètre d'avancement en tailles.	192
Fig. 78 - Variations des convergences le long d'un front de taille.	196
Fig. 79 - Plans d'expérience pour l'étude de l'influence du soutènement (P et Q en tonnes).	196
Fig. 80 - Liaison entre convergence C et temps t mis pour effectuer un avancement.	198
Fig. 81 - Ajustement $C = A \left(1 - e^{-\frac{t}{13}} \right)$	202
Fig. 82 - Influence de la charge de coulissement Q des étançons sur les convergences.	204
Fig. 83 - Evolution de la force portante d'un étançon hydraulique en fonction du temps.	206

Fig. 84 - Force portante F d'un soutènement en fonction de la charge de coulissement.	208
Fig. 85 - Influence de la force portante du soutènement sur les convergences.	208
Fig. 86 - Déformations du toit d'une voie influencée par la taille qu'elle dessert.	216
Fig. 87 - Schématisation des terrains au-dessus de l'épi de protection d'une voie (coupe verticale).	216
Fig. 88 - Déformations en fonction du temps pour différentes vitesses d'avancement de la taille.	222
Fig. 89 - Etude de l'influence de la vitesse d'avancement d'une taille sur les convergences dans ses voies.	222
Fig. 90 - Déformations pendant un arrêt de l'exploitation pour différentes positions du front de taille.	226
Fig. 91 - Courbe de convergence en fonction du temps. Influence d'un arrêt de l'exploitation.	230
Fig. 92 - Liaison entre les vitesses de convergence juste avant et juste après un arrêt de l'exploitation.	230
Fig. 93 - Liaison entre les convergences pendant un arrêt de l'exploitation et les vitesses de convergence au moment de l'arrêt (Carmaux).	232
Fig. 94 - Liaison entre les convergences pendant un arrêt de l'exploitation et les vitesses de convergence au moment de l'arrêt (La Houve).	232
Fig. 95 - Déformations à la reprise de l'exploitation après un arrêt prolongé.	236
Fig. 96 - Courbe de convergence en fonction du temps et diagramme d'avancement de la taille (La Houve).	238
Fig. 97 - Convergences à la reprise de l'exploitation après de courts arrêts (Maybach).	240

Lu et approuvé

NANCY, le 9 NOV 1966

Le Doyen de la Faculté des Sciences

M. AUBRY

Vu et permis d'imprimer

NANCY, le 14 NOV. 1966

Le Recteur, Président du

Conseil de l'Université

P. IMBS

